This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

Acerca de este libro

Esta es una copia digital de un libro que, durante generaciones, se ha conservado en las estanterías de una biblioteca, hasta que Google ha decidido escanearlo como parte de un proyecto que pretende que sea posible descubrir en línea libros de todo el mundo.

Ha sobrevivido tantos años como para que los derechos de autor hayan expirado y el libro pase a ser de dominio público. El que un libro sea de dominio público significa que nunca ha estado protegido por derechos de autor, o bien que el período legal de estos derechos ya ha expirado. Es posible que una misma obra sea de dominio público en unos países y, sin embargo, no lo sea en otros. Los libros de dominio público son nuestras puertas hacia el pasado, suponen un patrimonio histórico, cultural y de conocimientos que, a menudo, resulta difícil de descubrir.

Todas las anotaciones, marcas y otras señales en los márgenes que estén presentes en el volumen original aparecerán también en este archivo como testimonio del largo viaje que el libro ha recorrido desde el editor hasta la biblioteca y, finalmente, hasta usted.

Normas de uso

Google se enorgullece de poder colaborar con distintas bibliotecas para digitalizar los materiales de dominio público a fin de hacerlos accesibles a todo el mundo. Los libros de dominio público son patrimonio de todos, nosotros somos sus humildes guardianes. No obstante, se trata de un trabajo caro. Por este motivo, y para poder ofrecer este recurso, hemos tomado medidas para evitar que se produzca un abuso por parte de terceros con fines comerciales, y hemos incluido restricciones técnicas sobre las solicitudes automatizadas.

Asimismo, le pedimos que:

+ *Haga un uso exclusivamente no comercial de estos archivos* Hemos diseñado la Búsqueda de libros de Google para el uso de particulares; como tal, le pedimos que utilice estos archivos con fines personales, y no comerciales.

+ *No envíe solicitudes automatizadas* Por favor, no envíe solicitudes automatizadas de ningún tipo al sistema de Google. Si está llevando a cabo una investigación sobre traducción automática, reconocimiento óptico de caracteres u otros campos para los que resulte útil disfrutar de acceso a una gran cantidad de texto, por favor, envíenos un mensaje. Fomentamos el uso de materiales de dominio público con estos propósitos y seguro que podremos ayudarle.

+ *Conserve la atribución* La filigrana de Google que verá en todos los archivos es fundamental para informar a los usuarios sobre este proyecto y ayudarles a encontrar materiales adicionales en la Búsqueda de libros de Google. Por favor, no la elimine.

+ *Manténgase siempre dentro de la legalidad* Sea cual sea el uso que haga de estos materiales, recuerde que es responsable de asegurarse de que todo lo que hace es legal. No dé por sentado que, por el hecho de que una obra se considere de dominio público para los usuarios de los Estados Unidos, lo será también para los usuarios de otros países. La legislación sobre derechos de autor varía de un país a otro, y no podemos facilitar información sobre si está permitido un uso específico de algún libro. Por favor, no suponga que la aparición de un libro en nuestro programa significa que se puede utilizar de igual manera en todo el mundo. La responsabilidad ante la infracción de los derechos de autor puede ser muy grave.

Acerca de la Búsqueda de libros de Google

El objetivo de Google consiste en organizar información procedente de todo el mundo y hacerla accesible y útil de forma universal. El programa de Búsqueda de libros de Google ayuda a los lectores a descubrir los libros de todo el mundo a la vez que ayuda a autores y editores a llegar a nuevas audiencias. Podrá realizar búsquedas en el texto completo de este libro en la web, en la página `http://books.google.com`

NYPL RESEARCH LIBRARIES
3 3433 06633518 7

3-VDD

TRATADO

SOBRE

CAMINOS, FERROCARRILES Y CANALES.

R. Almagro

TRATADO

SOBRE

CAMINOS COMUNES

FERROCARRILES Y CANALES

CONSTRUCCION DE PUENTES
ORDINARIOS, OBLICUOS, DE MADERA, DE FIERRO Y SUSPENDIDOS;
TEORIA DEL VAPOR Y SU APLICACION A LAS
LOCOMOTRICES Y NAVEGACION.

OBRA REDACTADA POR ORDEN DEL MINISTERIO DE FOMENTO

POR

P. ALMAZAN.

TOM. I.

MEXICO.
Imprenta Literaria, 2ª calle de Santo Domingo número 10
1865.

.3443

Apénas es necesario indicar que una obra como la presente, de un género cultivado empeñosamente en Europa, y sobre el cual se han publicado allí innumerables tratados, no puede aspirar de ningun modo al título de la originalidad. El trabajo mio es como dice D. Andrés del Rio del suyo en los *Elementos de Orictognosia*, el de la eleccion, la coordinacion, haber simplificado algunas aplicaciones ó detallado operaciones que no se habian extendido entre nosotros por el laconismo con que se hallaban indicadas en otras obras.

En vez de trascribir el largo desarrollo de un cálculo, y de presentar fórmulas complicadas, he buscado las de una resolucion mas pronta y fácil, y he circunscrito las demostraciones á una muy lacónica ilacion, que llanamente puede amplificar quien tenga presentes los principios de los cálculos elementales, los de la Geometría y de la Mecánica.

Para proceder así, he seguido el ejemplo del Profesor Weisbach y las máximas de los Sres. Boudsot y Adhemar.

"Si se considera, dice el primero, (1) la gran variedad de conocimientos que debe adquirir un Ingeniero..... debemos empeñarnos en hacer fácil el estudio fundamental de la ciencia, tanto por la sencillez de la explicacion, como por el uso solo de aquellas ciencias auxiliares que sean mas óbvias y mejor conocidas. —He evitado, pues, emplear el cálculo diferencial é integral, porque si bien pueden ahora aprenderse mas fácilmente que antes, es indudable que si no se practican constantemente, se pierde pronto la habitud de su uso; por lo que se ven muchas personas, excelentes en el ejercicio de las ciencias de aplicacion y que sin embargo han olvidado enteramente aquellos cálculos."

Mr. Boudsot asienta (2) que "para un Ingeniero encargado de satisfacer las necesidades materiales de la sociedad, la teoría no debe ser sino *un instrumento* que le suministre con celeridad y certidumbre las formas, las dimensiones y las demas condiciones que deben realizar los trabajos de la industria."

Mucho tiempo antes de conocer las opiniones de estos acreditados escritores, habia yo pensado que si el mayor número de invenciones útiles y de extensas aplicaciones industriales se ha verificado en Inglaterra y Norte-América, siendo indudable que las profundas indagaciones teóricas se hacen mas bien por los sábios de Francia, esto ha provenido principalmente de que en aquellas naciones se ha popularizado la instruccion, haciéndola fácil y breve, medio mas seguro que el segui-

---

1 Elementary Treatise on Mechanics for Engineers.

2 Considerations theoriqnes sur l'etablissement des ponts suspendus.

do en la patria de Navier y Boucharlat, donde abundan las obras originales y publicaciones de alta ciencia, reservadas por esta misma circunstancia solamente para los adeptos.

Se inculpa generalmente á los países intertropicales de producir hombres inclinados á una vida muelle, y por tanto á los ejercicios y estudios contemplativos; pero cualquieaa que sea la influencia del clima, es indudable que la educacion puede suscitar una fuerza antagonista preponderante. Creo que en esta consideracion tenemos un motivo mas para desear que la instruccion tienda inmediata y prontamente á la práctica, en vez de prolongarla y habituar indirectamente á los jóvenes que habrán de ser Ingenieros, al reposo del gabinete y á las tranquilas y lentas operaciones de la mesa.

Es innecesario ocuparme sobre el método de la obra cuyo sumario está en los índices y en las láminas.

Ojalá este tratado, cuya redaccion y publicacion son debidas al ilustrado empeño del Emperador por la instruccion pública, contribuya en alguna parte al generoso anhelo de Su Magestad Imperial por el bienestar de los mexicanos.

México, 20 de Abril de 1865.

P. Almazan.

PARTE PRIMERA.

OPERACIONES COMUNES PARA LOS PROYECTOS DE CAMINOS, FERRO-CARRILES Y CANALES.

CAPITULO I.

IDEAS GENERALES.

1.—*Definicion y calidades de un camino.*—Dase este nombre á una vía de comunicacion por tierra entre dos centros de poblacion, debiendo tratarse para que ofrezca las mejores comodidades posibles de que sea recto, horizontal, plano y resistente. Un camino perfecto seria el que llenara exactamente estas cuatro condiciones, pero apenas podrán hallarse reunidas en una línea de corta extension; y la ciencia del ingeniero que ningun trabajo tendrá para cumplirlas cuando la configuracion y la naturaleza de los terrenos lo permitan, lleva mas bien por objeto el encontrar los medios de suplir dichas calidades, alejándose lo menos posible de los requisitos que ellas suponen.

2.—*Rectitud.*—Apenas es necesario indicar que esta es una de las principales calidades que debe presentar cualquiera vía de comunicacion, supuesto que se caracteriza una línea recta

por ser la mas corta que puede tirarse de un punto á otro. Pero si se quisiera satisfacer estrictamente á tal requisito, seria necesario muchas veces trazar la ruta por pendientes considerables, cuyo ascenso y algunas veces el descenso, serian mucho mas embarazosos que un circuito, no llevado sin embargo fuera de ciertos límites: si en las sendas destinadas para caminar á pié el inconveniente es menor porque la estructura anatómica del hombre le permite ejecutar ascensiones que no pueden verificar los animales de tiro, es claro que destinándose principalmente los caminos para el trasporte de viajeros ó mercancías por medio de carruajes, deben tenerse mas bien presentes para la construccion las condiciones de movimiento á que se hallan limitados los cuadrúpedos: son pues disculpables los indios que carecieron de aquellas béstias, y no los romanos que en sus vías militares trataban de seguir obstinadamente las líneas rectas en trechos de cierta extension afrontando elevaciones de altitud considerable.

Por otra parte, es fácil advertir que si en un plano topográfico parece mas corta en aquellos casos la línea recta, queda desvanecida tal ilusion con desarrollar su perfil; así se ve que muchas veces no se ha conseguido mas que sustituir á la curva que pudo haberse descrito horizontamelmente, otra de la misma amplitud en el plano vertical; y que sin acortar la longitud de la vía se ha hecho mas dificil á causa de la inclinacion que presenta en aquella parte, la simple inspeccion de la figura 1ª comprueba inmediatamente esta idea.

Recordándose que los secantes de los ángulos pequeños son sensiblemente iguales al radio, se advertirá que hay ventaja en salvar un obstáculo de poca latitud, formando dos alineamientos rectos como indican las líneas puntuadas en la misma figura 1ª; y que en este caso se tiene cierta excepcion del axioma general sobre ser la línea recta la mas corta entre dos puntos.

Se ha indicado que una desviacion de la línea recta si no pasaba de cierto límite, era inconveniente menor que una

ascension en aquella línea. Este límite se obtiene comparando los dos proyectos relativos y aplicando los datos que se detallarán al tratar de la horizontalidad de un camino: los ingenieros ingleses tienen como regla general que el rodeo es ventajoso mientras que el aumento en longitud para evitar la rampa no excede de veinte veces la altura que debiera atravesarse.

3.—*Horizontalidad.*—En un camino perfectamente horizontal, plano y resistente, la potencia que se requiere, para el tiro de un carruaje, se compone de la suma de fuerzas necesarias para vencer el rozamiento de las ruedas sobre el terreno, el del eje sobre el casquillo central de la maza, y por último la resistencia del aire: este último elemento es muy variable pues las corrientes de viento lo modifican notablemente, y aun suponiendo el aire en calma, varía con la velocidad del carruaje; mas los otros dos pueden considerarse como funciones de la carga y del peso total relativamente, y pueden expresarse por fracciones del peso, que en el rozamiento de las ruedas se modificará un poco segun la naturaleza de las superficies en contacto, y respecto del eje segun la misma consideracion y el estado de lubricidad que los muñones presenten. En general, el coeficiente del rozamiento de las ruedas sobre el terreno, puede expresarse por ,001 y el de los ejes por ,005. Si se recuerda la fórmula de Mecánica para calcular la presion de un eje

$$F. = f. P. \times 2\pi r,$$

y se aplica para saber cuál seria la fuerza necesaria para la traccion de una tonelada métrica ó 1000,^{K} sobre un camino de tan perfectas condiciones como se le ha supuesto, se verá que dando de diámetro medio al eje 6 centímetros, su rozamiento equivaldrá á 9,^{K} 42; y que apenas pasaria la resistencia total de 10,^{K} introduciendo la debida á la rotacion sobre el terreno: se ve que en el caso, la potencia de traccion seria aproximadamente un centésimo de la carga total.

vez de la del plano inclinado que en rigor debiera emplearse: basta, pues, emplear la notacion $a \div l$.

Por consiguiente, abstrayendo momentáneamente la necesidad de una fuerza para vencer los rozamientos de que ántes se ha hablado, y tratándose de estimar solo la indispensable para destruir el efecto de la gravedad en un plano inclinado, tendremos su expresion si se designa por P. el peso absoluto del carruaje y su carga, y por F. la fuerza que se trata de inquirir.

$$F. = P\,(a \div l)$$

Suponiéndose: P. $= 1000^{K}$ y que en la longitud de 400^{m} hay una diferencia de nivel de 6^{m}, tendremos:

$$F. = 1000, \times ,0\,15 = 15^{K}$$

Ha resultado, pues, que la potencia necesaria para vencer la ascension en el ejemplo versado no solamente es igual, sino que excede en la mitad á la requerida para el tiro en un camino tan perfecto como se supuso en el ejemplo del párrafo anterior.

Mas para acercarse mejor á la realidad de la práctica, supóngase en $\frac{1}{30}$ la potencia necesaria para el tiro en un plano horizontal: así resultará ésta en 33^{K} para 1000 de peso absoluto; y por consiguiente que en la inclinacion supuesta de $\frac{1}{6}$ es necesario aumentar la traccion hasta $48^{K} = 33 + 15$ para vencer la resistencia ordinaria y la procedente de la rampa; será preciso, pues, que los animales ejerzan una mitad mas de su esfuerzo comun.

Es bien pequeño sin embargo, el declive que se ha supuesto en este ejemplo; en las cumbres de Acultzingo la inclinacion excede con frecuencia de cinco grados, habiéndose determinado probablemente el desnivel primitivo á 10 de base, por 1 de altura; allí pues la accion de la gravedad será representada por $\frac{1}{10}$ del peso, y para subir un carruaje como se ha supuesto de una tonelada métrica, es necesario ejercer una trac-

TRATADO

SOBRE

CAMINOS, FERROCARRILES Y CANALES.

R. Almagro

compensacion exacta en el ascenso y en el descenso, pues si en aquel se invierte una potencia mayor, en este basta una menor y el promedio es exactamente lo que corresponderia á una línea horizontal.

Pero si la rampa fuere mayor que el ángulo de reposo, ya no hay compensacion, pues para subir, la fuerza debe ser mas que duplicada, y para bajar en vez de ser nula, tienen que ejercer los animales un esfuerzo inverso para detener el vehículo.

Despues de todo lo dicho es fácil concebir una proposicion que se halla en algunos tratados sobre caminos, y que á primera vista parece una paradoja, esto es, que mientras mas perfecta es la superficie de una ruta, es menor su ángulo de reposo, y por consiguiente mucho menor la inclinacion que pueda tolerarse. La traccion es indudablemente mas fácil en una superficie perfectamente plana y resistente, pero la cuestion es complexa, y para la parte práctica hay que consultar mas bien la relacion entre el tiro en un plano horizontal y la adicion necesaria para vencer el efecto de la gravedad en una rampa: si la diferencia es muy fuerte entre las dos potencias necesarias para conseguir estos dos objetos, resultará que los medios de traccion empleados en los tramos horizontales serán impotentes al presentarse una inclinacion considerable, mientras que si el mal estado de un camino exige para la traccion una potencia de fuerte intensidad, no resultará una diferencia muy marcada al añadirle la sobre-fuerza indispensable para vencer la ascension

Supóngase un tren de ferrocarril cuyo peso sea de 200 toneladas métricas, esto es, 200.000^{K}, y que por el perfecto estado y lubricidad de los rodajes, la fuerza de traccion se represente por $\frac{1}{200}$ del peso total: la potencia que ha de ejercer la locomotriz en un alineamiento horizontal será por tanto de 1000^{K}; supóngase tambien que continúa una rampa de á, ^{m} 033 esto es de $\frac{1}{33}$, donde la accion de la gravedad [párrafo 4] hace necesario emplear $\frac{200.000}{33} = 6000^{K}$. La fuerza primitiva tendrá

pues que ser siete veces mayor para ejecutar tal ascension, lo que no es posible hacer ni con las máquinas que tienen límites de accion muy definidos, ni aun con animales que [bien que momentáneamente] pueden desarrollar un esfuerzo casi supremo acaso hasta un séxtuplo de su fuerza habitual.

Pero si se supone un mal camino en que una carga de 2000^K sea arrastrada horizontalmente por una fuerza igual á $\frac{1}{20}$ del peso, esto es 100^K, se tendrá que en aquella misma inclinacion de $\frac{1}{20}$, la accion de la gravedad estará representada por $\frac{2000}{33} = 60^K$ y por consiguiente resultará la potencia total en 160^K, esto es, no habrá sido necesario ni aun duplicar la fuerza ordinaria de los animales para verificar aquel ascenso.

Debe ademas tenerse en cuenta que en una bajada por terreno escabroso apenas es preciso algun esfuerzo para detener un carruaje, pues á cada momento pierde el impulso que la gravedad le comunica y que las asperezas de la vía destruyen sucesivamente, mientras que si se supone de todo punto tersa la superficie de la ruta, el impulso adquirido seria tal que excediera el paso de los animales y los arrastrara acaso en su descenso.

7.—*Límites de la inclinacion longitudinal.*—Es evidente por lo expuesto que la mayor inclinacion permitida en un camino, debe ser igual al ángulo de reposo, que á su vez depende como se ha indicado ya [6] del estado en que se halla la superficie de la vía. En Inglaterra la máxima inclinacion autorizada es de $\frac{1}{25}$, dejándose sin embargo, libertad á los ingenieros para arreglar una rampa mas elevada si lo hiciere indispensable la configuracion del terreno. Así es que Telford empleó en el camino de Gales los declives de $\frac{1}{20}$, de $\frac{1}{22}$ y aun otro pequeño de $\frac{1}{17}$: el camino antiguo las habia tenido de $\frac{1}{7}$ y de $\frac{1}{6}$.

En Francia se habia fijado el máximo de $\frac{1}{20}$ por la Administracion de Puentes y Calzadas, cuando al revestimiento de las rutas no se daba aun la perfeccion actual; por consiguiente se considera ahora aquella relacion como un término adonde no debe llegarse.

Algunas compañías de caminos comunes en Norte América, han designado $\frac{1}{10}$ como límite superior de sus rampas.

En México suelen ser estas mayores que $\frac{1}{10}$.

8.—*Inclinacion mínima longitudinal.*—Apesar de la bondad de un trazo perfectamente horizontal se prefiere darle una ligerísima inclinacion, que sin modificar notablemente las buenas condiciones para el tiro, permita la fácil descarga de las aguas llovedizas. Es verdad que para esto contribuye por mucho la inclinacion lateral, mas es obvio advertir que el efecto de esta es nulo cuando las huellas ó carriles hechos por las ruedas forman á lo largo del camino una especie de canales diminutos. Partiéndose de lo que se ha dicho sobre la compensacion que resulta en las rampas mas pequeñas que el ángulo de reposo, se notará que no hay inconveniente en sustituir á una contínua línea horizontal, otras muy débilmente inclinadas, con lo que se neutralizan satisfactoriamente los malos efectos de las lluvias.

La Administracion de Puentes y Calzadas tiene establecida la inclinacion mínima en ^{m} 008 ó $\frac{1}{125}$: en Inglaterra se suele emplear $\frac{1}{80}$ y Gillespie ha propuesto en Norte América los límites muy latos de $\frac{1}{30}$ á $\frac{1}{125}$.

9.—Parece conveniente insertar aquí, para hacer con comodidad los cómputos de que tratan los párrafos anteriores, la equivalencia de las diversas expresiones con que puede indicarse la inclinacion de una línea.

INCLINACIONES.

En milímetros por metro.	En relacion de la la base á 1 de altura.	En piés ingleses por millas.	En medida angular.
, 1	10,000,	0, 5	00°—00′—21″
, 2	5,000,	1, 1	00 —00 —42
, 3	3,333,	1, 5	00 —01 —02
, 4	2,500,	2, 1	00 —01 —23
, 5	2,000,	2, 6	00 —01 —44
, 6	1,667,	3, 2	00 —02 —04
, 7	1,429,	3, 7	00 —02 —25
, 9	1,250,	4, 2	00 —02 —45
, 9	1,111,	4, 8	00 —03 —06
1,	1,000,	5, 3	00 —03 —26
2,	500,	10, 6	00 —06 —53
3,	333,	15, 8	00 —10 —19
4,	250,	21, 1	00 —13 —45
5,	200,	26, 4	00 —17 —12
6,	167,	31, 6	00 —20 —38
7,	143,	36, 9	00 —24 —04
8,	125,	42, 2	00 —27 —31
9,	111,	47, 6	00 —30 —57
10,	100,	52, 8	00 —34 —23
11,	91,	58, 1	00 —37 —49
12,	83, 3	63, 4	00 —41 —15
13,	77,	68, 6	00 —44 —42
14,	71,	74, 4	00 —48 —08
15,	66, 7	79, 6	00 —51 —34
16,	62, 5	84, 5	00 —55 —09
17,	59,	89, 5	00 —58 —27
18,	55, 5	04, 9	01 —01 —53
19,	52, 6	100, 3	01 —05 —19
20,	50,	105, 6	01 —08 —46
21,	47, 6	111,	01 —12 —12
22,	45, 5	116, 1	01 —15 —38
23,	43, 5	121, 4	01 —19 —04
24,	41, 7	126, 7	01 —22 —30
25,	40,	132,	01 —25 —56
26,	38, 5	137, 3	01 —29 —22

INCLINACIONES.

En milímetros por metro.	En relacion de la base á 1 de altura.	En piés ingleses por milla.	En medida angular.
27,	37, —	142, 6	01° —32′ —49″
28,	35, 7	147, 8	02 —36 —15
29,	34, 5	153, 1	01 —39 —41
30,	33, 3	158, 4	01 —43 —07
31,	32, 3	163, 7	01 —45 —34
32,	31, 3	168, 7	01 —49 —00
33,	30, 3	174,	01 —52 —25
34,	29, 4	180,	01 —55 —51
35,	28, 5	185,	01 —59 —17
36,	27, 7	191,	02 —02 —43
37,	27,	196,	02 —06 —09
38,	26, 3	201,	02 —10 —35
39,	25, 6	206,	02 —14 —01
40,	25,	211,	02 —17 —26
41,	24, 4	217,	02 —20 —52
42,	23, 8	222,	02 —24 —17
43,	23, 8	227,	02 —27 —43
44,	22, 7	233,	02 —31 —09
45,	22, 2	238,	02 —34 —35
46,	21, 7	243,	02 —38 —00
47,	31, 3	248,	02 —41 —27
48,	20, 8	258,	02 —44 —53
49,	20, 4	259,	02 —48 —18
50,	20,	264,	02 —51 —44
51,	19, 6	269,	02 —55 —10
52,	19, 2	275,	02 —58 —35
53,	18, 8	281,	03 —02 —01
54,	18, 5	285,	03 —05 —27
55,	18, 2	290,	03 —08 —52
56,	17, 9	295,	03 —12 —17
57,	17, 5	302,	03 —15 —43
58,	17, 3	305,	03 —19 —09
59,	17,	311,	03 —22 —34
60,	16, 7	316,	03 —26 —00
70,	14, 3	370,	04 —00 —15
80,	12, 5	422,	04 —34 —26
90,	11, 1	476,	05 —08 —34
100,	10,	528,	05 —42 —38

Examinados los inconvenientes que sobrevienen de la falta de horizontalidad deben designarse los medios que se emplean para dar á los caminos aquel requisito. Si el defecto proviene de alguna hondonada que sea preciso atravesar, se obtiene la altura necesaria ó al menos es posible acercarse á ella formando terraplenes ó viaductos, esto es, puentes en seco, que en los casos de grandes alturas son menos dispensiosos que los terraplenes. Si el obstáculo procede de que se halle alguna colina ó prominencia del terreno en el trazo de la vía, hay tambien dos medios para vencerle, que son, una escavacion ó rebajo si la hondura relativa á que ha de llegarse no es considerable, ó siéndolo las galerías subterráneas ó túneles: de estas cuatro especies de obras y los casos en que respectivamente deban emplearse se tratará mas adelante.

10.—*Aplanamiento ó lisura de un camino.*—Sobradamente es conocida para nosotros la dificultad que encuentra un carruaje en un terreno desigual, y la molestia que se sufre al viajar dentro de él: es tambien notorio cuanto contribuyen á la degradacion de un camino tanto las hoquedades como las prominencias que presente, y apenas es necesario indicar que una vez comenzado el mal se aumenta rápidamente. Al salvar la rueda algun obstáculo cae en la parte siguiente con la fuerza de choque procedente de la caida, mucho mayor por supuesto que la simple presion que ejercia en su rotacion sobre un plano; á esto se añade que ya antes la piedra ó obstáculo ha trasmitido á aquella misma parte la doble accion del tiro y la fuerza de gravedad vencida á que resistió como el fulcro en una palanca. Respecto á las hoquedades hay el mismo martilleo de las ruedas al caer en ellas y un aumento considerable de presion sobre el márgen por donde salen, lo que tiende sin cesar al aumento de la hondonada. No es necesario decir mas para conocer la ventaja de hacer perfectamente plana la superficie de un camino; mas es oportuno manifestar como puede estimarse con precision el resultado de los defectos que se oponen á aquella calidad. Si se supone en un ca-

mino una piedra empotrada cuya prominencia sea de ^{m} 05 [figura 2ª,] la traccion f obrará sobre ella con la palanca $c\,o = c\,b$; mientras que la fuerza de gravedad ó el peso p obrará sobre el mismo obstáculo con la palanca $o\,b$: para vencerlo deberá tenerse un poco mas de la ecuacion de equilibrio:

$$f \times c\,b = p \times b\,o$$

por consiguiente se hallará

$$f = p\,\frac{b\,o}{c\,b} = p\,\frac{\sqrt{c\,o^2 - b\,c^2}}{c\,o - b\,a}$$

haciendo á $p = 1000^{K}$, $c\,o =$, 8 y por último $b\,a =$, 05 resulta.

$$f = 1000\,\frac{,278}{,15} = 307^{K}$$

Se ve que la potencia necesaria para salvar aquel obstáculo debe ser casi la tercera parte del peso total.

11º—*Solidez ó dureza del camino.*—El cálculo que acaba de hacerse, sirve tambien para demostrar cuales efectos deben esperarse de un camino construido con materiales muelles ó aun con otros elásticos. La depresion que en ambos casos sobrevendria, y la necesidad de comprimir el terreno inmediato siguiente, daria los mismos resultados desventajosos de un plano inclinado, cuya altura fuese la parte hundida de la rueda en el sentido vertical, y su longitud la mitad de lo que la misma rueda estuviese enterrada segun la línea horizontal del terreno. Hay otra circunstancia digna de llamar la atencion, y es, que el esfuerzo de los animales, al ejercerse sobre el mismo plano elástico, no encontraria un apoyo bastante resistente para hacer efectivo en el mismo instante su empuje: el cuerpo elástico, suponiendo que los hubiera perfectamente tales, restituiria en verdad por su reaccion, la accion que hubiera recibido; mas basta andar un poco sobre un tendido de paja ú otras sustancias análogas para estimar cuanta fuerza se pierde cuando la resistencia de un piso no corresponde instantáneamente al esfuerzo que se hace sobre él.

Pero hay un dato de toda autoridad bastante para desechar las ideas teóricas, que Mac Adam habia indicado sobre la elasticidad de los caminos. En Londres se ensayó un pavimento de hule ó goma elástica mezclada con arena, y aunque al principio fué suave el movimiento de los carruajes para las personas que iban dentro de ellos, pronto formaron las ruedas carriles é irregularidades, por lo que ya no se trató de imitar aquel ensayo.

Por una casualidad estaban inmediatos en un camino que Mac Adam construia, dos terrenos de muy diversa naturaleza; uno lleno de tremedales en cuyos huecos el agua depositada allí se movia cuando pasaban carruajes por sus cercanías, y el otro de roca calcárea donde no podian incrustarse los materiales empleados por aquel ingeniero para formar el revestimiento del camino ó firme que lleva su nombre, mientras que en los tremedales el cascajo se habia encasquillado perfectamente, presentando por consiguiente una superficie donde debian armar bien las capas superiores. Los costos de reposicion estaban representados por los números 5 en este terreno muelle y 7 en el resistente, y estas circunstancias indujeron á aquel célebre ingeniero á marcar la elasticidad de un camino como buena condicion de él; pero tal modo de ver fué impugnado por Mac Neill, por los ingenieros que seguian el método de Telford, y por el Dr. Gillespie, y ahora no se trata ya de dar elasticidad á los caminos.

La utilidad que en éstos se obtiene por ser su revestimiento resistente y duro, se marca sobradamente en las experiencias hechas por el General Morin, pues en ellas se ve que á pesar de las resistencias que un empedrado ofrece á la traccion, la fuerza del tiro es considerablemente menor en las rutas empedradas que en las de superficie lisa pero de materiales menos duros: la comodidad para las personas que viajan en las primeras es sin duda lo mas digno de consideracion, mas no debe aquella circunstancia confundirse con la faciliad del tiro, para no exponerse á equivocar los efectos de diversas causas.

123.— La tabla de los resultados obtenidos por el General Morin á que acaba de aludirse es la siguiente, en que los números de las diversas columnas representan la fuerza del tiro en milésimos del peso total.

ESPECIFICACION DE LA RUTA.

Revestimiento de tierra seco y en buen estado —— —— ——
Terreno firme con capa de arena de m 03 á m 04 de espesor
—— —— —— —— de m 05 á m 06 ——
—— sólido cubierto con cascajo en un espesor de m 10 á , 15
—— —— con arena fina de m 10 á , 1——5 ——
Empedrados secos y en perfecto estado —— —— ——
—— húmedos ó cubiertos de polvo —— —— ——
—— muy sólidos con algun cascajo suelto —— ——
—— —— con huellas ligeras y lodo diluido —
—— —— con grandes huellas y lodo —— ——
—— cubierto con su detrito y lodo espeso —— ——
—— degradado con huellas profundas y m 07 de lodo
—— muy malo con huellas profundas y m 11 de lodo
Enlosado bien ajustado —— —— —— —— —— ——
—— ordinario y seco de gres —— —— —— ——
—— en estado ordinario cubierto de lodo —— —— ——
Tablado de madera en un puente —— —— —— —— ——

Nota 1ª—La relacion del tiro en las diligencias y carruajes de resortes, corresponde al movimiento de trote; para obtener el coeficiente del gran trote se aumentará $\frac{1}{7}$, y para derivar el relativo al paso se restará $\frac{1}{8}$.

Para completar este cuadro es conveniente añadir la relacion, 005 entre el tiro y el peso sobre un camino de cintas formadas con buenas piedras; el de, 011 para los caminos de madera y el de, 004 para un ferro-carril en su mejor estado, bien que se supone la relacion de, 005.

Trenes de artillería.	Carros ligeros.	Carros grandes, rad. 75.	Carros grandes, rad. 85.	Carretas de 2 rued.	Diligencias.	Carruajes de resortes.
,033	,032	,037	,031	,028	,038	,038
,085	,084	,095	,081	,071	,099	,099
,099	,099	,112	,096	,084	,116	,116
,107	,106	,120	,103	,090	,125	,125
,123	,112	,127	,109	,095	,138	,145
,018	,017	,020	,017	,015	,024	,024
,026	,024	,028	,024	,021	,037	,037
,021	,020	,023	,020	,018	,038	,037
,033	,032	,037	,031	,028	,046	,045
,041	,040	,045	,039	,034	,054	,054
,048	,047	,053	,046	,040	,063	,063
,063	,063	,070	,060	,053	,081	,080
,070	,069	,079	,067	,059	,088	,090
,014	,013	,016	,013	,012	,024	,024
,015	,014	,017	,014	,012	,026	,026
,020	,019	,022	,019	,016	,030	,030
,021	,020	,023	,020	,014	,024	,024

NOTA 2ª—Las carretas de dos ruedas suponen un radio de ,80: para el radio de 1m debe restarse un quinto de los números que expresan la relacion.

En general, puede decirse que tomando por unidad el peso que un caballo tire sobre un camino de arena, llevará sobre un camino macadamizado 3 veces aquella carga

——— un buen enlozado 4½ ——— ——— ———

——— buenas cintas de piedra 11 ——— ——— ———

——— el mejor ferro carril 18 ——— ——— ———

13.—*Medios de traccion.*—La circunstancia especial de requerirse en los caminos una potencia semoviente ó un receptor loco-móvil, esto es que mude de lugar lo mismo que los carruajes á que haya de aplicarse, restringe el uso de los motores de que pudiera disponerse en un local fijo; en este la potencia hidráulica, la del viento y del vapor pueden adaptarse con una facilidad que no cabe en los caminos comunes. Se sabe con cuantos requisitos debe construirse una vía férrea para que el vapor sea aplicado ventajosamente; la potencia hidráulica exigiria construcciones especiales y seria inadaptable en los terrenos secos ó de perfecto nivel; y por último, es tan eventual la accion y direccion del viento, que no seria sensato contar con él para la locomocion sin verse en riesgo de sufrir mil decepciones y perjuicios. Queda, pues, solamente la potencia animal para emplearse con ventaja en los camino comunes, y por tanto, se ha de tratar de que tengan las mejores condiciones para el movimiento de las bestias de tiro.

14.—*Datos primeros para un proyecto de camino.*—Generalmente se trata de establecer vías de comunicacion regularizadas en los paises donde ha dado los primeros pasos la civilizacion, esto es, donde pueden encontrarse ya algunos elementos como son los mapas, para guiar en las investigaciones ulteriores. Una gran parte de las naciones que ocupaban la América cuatrocientos años há, tenian sus cartas de dibujo imperfecto, pero que representaban el curso de los rios y las cadenas de montes, y sin embargo, la mayor parte de aquellas tribus distaba mucho de una mediana civilizacion.

Mucho menos precarios que aquellos mapas son los planos con que ahora puede contar cualquier ingeniero para el exámen general de una comarca, y no es dificil inferir de ellos algunos datos respecto de la rectitud posible y menor ondulacion de una línea.

15 — Para esto bastará tener presente ciertas deducciones geológicas que se recapitularán en pocas palabras, despues de

recordar con igual brevedad las leyes que generalmente sigue la configuracion orográfica de los terrenos; pero si ha sido muy activa en ellos la accion volcánica, apenas son aplicables las indicaciones que en adelante se expondrán, porque tal formacion presenta fenómenos que no permiten la deduccion de reglas generales.

Una larga cordillera, cuya cresta presente pocas desigualdades, puede compararse á un prisma triangular asentado sobre uno de sus lados, y en tal caso un cuerpo que se dejara caer de su arista superior, describiria una línea sobre el lado por donde cayese, normal á la arista inferior: las corrientes de las aguas han debido formar de este modo los valles principales en ángulos sensiblemente rectos con el eje ó cresta de la cordillera, dividiendo los dos lados que se han supuesto del prisma primitivo en varios ramales, comprendido cada uno entre dos valles. Pero cada uno de estos ramales puede considerarse á su vez como otra pequeña cordillera, en que la accion de las lluvias ú otras corrientes de agua, producirán por su erosion otros valles de segundo órden, que irán á desembocar á los primeros, mas no ya en ángulo recto, porque la cresta de los ramales no ha sido primitivamente como en el primer caso, sensiblemente horizontal, sino que ha presentado la inclinacion consiguiente al lado del prisma que se supuso, y en un prisma inclinado un cuerpo no descenderá por una de sus caras describiendo una normal á las aristas, sino con una inclinacion que la hará acercar al extremo mas deprimido, como se indica en la figura 3ª

Puede ademas notarse que las corrientes descendentes de cualquiera de estos ramales corroen gradualmente el pié del ramal opuesto, lo que da por consiguiente á los valles, tanto de primero como de segundo órden, pero á estos mucho mas, una forma sepenteada ó angulosa.

Las alturas comprendidas entre los valles secundarios se llaman contrafuertes, y á su vez son cortados por las aguas como los ramales, pero con ángulos mayores y formando hondona-

das de mas pequeña latitud: éstas se llaman cañadas, ó barrancas cuando son muy escarpadas y poco considerables.

Para designar la parte mas baja á lo largo de los valles se usa ya generalmente la palabra alemana thalweg, que significa camino del valle; se llaman picos los puntos mas altos en la cresta de una cordillera, y se dá el nombre de gargantas, puertos ó portezuelos, á los puntos bajos entre dos picos.

Las corrientes de agua y las cordilleras si están bien descritas en un plano, darán por consiguiente una idea bastante aproximada de la configuracion de una comarca, teniendo presentes estos principios:

I. Si á un mismo punto de la cresta de una cordillera se dirijen dos ramales, la altura será allí una máxima relativa.

II. Siendo convergentes dos thalwegs hácia un mismo punto de la cordillera, se encontrará en él una altura mínima, esto es, un puerto ó garganta.

III. Si la direccion media de un thalweg es sensiblemente la misma, esto indica un valle de considerable anchura.

IV. Cuando despues de caminar paralelamente dos corrientes de agua se hacen muy divergentes, tal circunstancia designa un terreno mas alto.

V. Si al contrario, aquellas corrientes se hacen convergentes para separarse despues, se tendrá en la línea de su menor distancia un mínimo de altura.

La figura 4ª reune estos diversos casos y confirma la deduccion de las reglas asentadas.

Las indicaciones de los mapas, bien que no dispensen del reconocimiento material de una línea, pueden guiar para que con cierta seguridad se busque la línea que ofrezca mejores probabilidades.

CAPITULO II.

PRIMER RECONOCIMIENTO.

16. Pocas veces se adopta definitivamente la línea primeramente reconocida, y deben por consiguiente examinarse varias pero sin emplear para ello los medios tan exactos y minuciosos como aquellos á que se recurre para dar la forma final al proyecto elegido. La nivelacion que se usa en tales casos, es la que puede hacerse á grandes trechos; y en la parte topográfica se tratan de fijar los datos que hayan de servir para las operaciones subsecuentes: tambien se procura reunir las noticias sobre los elementos mercantiles de aquella vía de comunicacion, y acerca de la naturaleza de los terrenos que habrán de removerse, de todo esto se tratará separadamente.

Nivelacion barométrica.—Esta es la mas pronta así como la de menor confianza en sus resultados, pero que basta sin embargo para los datos comparativos que se necesitan en un primer reconocimiento.

En los tratados de Física y Geodesia se discute el valor de los términos que componen la fórmula para medir las alturas con el barómetro, demostrándose que en ella están tomadas en cuenta la compresion del aire, su dilatacion por el calor, así como la del mercurio y la variacion de gravedad consiguiente á la latitud.

Para el objeto de esta obra bastará recordar alguna de las fórmulas eligiéndose al efecto la de D. Ramon del Moral, por ser bastante sencilla su aplicacion: aquella es para una primer aproximacion.

$$x = C\,(\log H - \log b)\left(1 + 0{,}002\,(t + t')\right)$$

Aplicándose entonces á C la correccion designada por la expresion.

$$C' = C + \frac{6\,x}{1000}$$

Se obtendrá la altitud.

$$x = C' (\log H - \log b) (1 + ,002\, t + t')$$

En estas fórmulas x significa la altitud buscada, x la misma altitud aproximada, C el coeficiente barométrico correspondiente á la latitud, C' el coeficiente corregido, t la temperatura del aire libre en la estacion inferior, y t' en la superior, y finalmente H la altura del mercurio en la estacion inferior, y b la altura análoga, h, corregida de la estacion superior.

Tal correccion se obtiene haciendo

$$b = h\,(1 + ,00018\, d),$$

significándose por d la diferencia en grados de los termómetros barométricos.

Para la aplicacion deben darse préviamente los coeficientes C, correspondientes á diversos grados de latitud: la siguiente tabla bastará para el objeto.

Lat	C	Lat	C	Lat	C	Lat	C
0º	18416	15º	18403	25º	18381	35º	18351
2	416	16	1	26	78	36	47
4	15	17	18399	27	75	37	44
6	14	18	97	28	72	38	41
8	12	19	95	29	69	39	38
10	10	20	93	30	66	40	34
11	9	21	91	31	63	41	31
12	7	22	88	32	60	42	27
13	6	23	86	33	57	43	24
14	18404	24	18383	34	18354	44	18320

La aplicacion de la fórmula expresada á las observaciones del Baron de Humboldt hechas en Guanajuato, da el resultado siguiente:

$$\left.\begin{array}{l} H = 763,15 \text{ milímet.} \\ t = 25^{\circ}\ 3 \\ T = 25^{\circ}\ 3 \end{array}\right\} \left.\begin{array}{l} h = 600,95 \text{ milímet.} \\ t' = 21^{\circ}\ 3 \\ T' = 21,\ 3 \end{array}\right\} L = 21$$

$$b = 600,95 \times 1,00078 = 601,383 \text{ milímetros}$$

$$1 + 000,2\ (t + t') = 1,0932$$

Para L = 21° C = 18391 metros; log..... 4,26461
Log 763,15—log 601,383 = 0,10346 : log..... 9,01472
1,0932, log..... 0,03870

Valor aprox. x = 2080 metros; log..... 3,31803

$\frac{6\,x}{1000}=12$

C' = 18391 + 12 = 18403 ; log..... 4,26489
9,01472
,03870

Valor correcto x = 2082,2 metros; log..... 3,31831

Parece útil añadir la pequeña tabla siguiente, para corregir las depresiones del mercurio en el barómetro, lo que causa cierta diferencia aun en los de sifon, cuando el tubo inferior es de mayor diámetro que el ascendente.

Diam.	Depres.	Diam.	Depres.	Diam.	Depres.	Diam.	Depres.	Diam.	Depres.
2 mm	4mm56	4mm	2mm04	6mm	1mm15	8mm	0mm69	10mm	0mm42
3	2, 90	5	1, 51	7	0, 88	9	0, 54	11	0, 35

Hay todavía otra correccion de influencia pequeñísima debida á la dilatacion diversa del mercurio y de la escala barométrica, generalmente puesta en laton: está en 100° es de m,00188 y la del mercurio en los mismos 100° aumenta su volúmen en m,01802. De estos elementos ha derivado Delcros la siguiente fórmula en que H es la altura barométrica reducida, h la observada y T la temperatura del barómetro.

$$H=h-h\,(0{,}0001614)\,T=h-h\left(\frac{T}{6196}\right)$$

Debe tenerse presente que á pesar de todas estas correcciones, no puede eludirse la causa de las grandes diferencias que resultan de suponer las capas de aire y su saturacion de humedad en la proporcion constante que da el término ,002(t+t')

17—Siendo reducibles á tablas los que entran en los cálculos barométricos, debió ocurrir la idea de redactarlas á las personas que tenian que verificar un gran número de operaciones: así lo hizo el astrónomo Oltmanns, colaborador de Humboldt, y por ser ellas de muy cómoda aplicacion se insertan en seguida:

TABLA PRIMERA.

H, h	0. mm	1 mm	2 mm	3 mm	4 mm
ctm. 40	1039,4	1059,3	1079,1	1098,9	1118,6
41	1236,0	1255,4	1274,8	1294,1	1313,3
42	1427,9	1446,8	1465,7	1484,6	1503,4
43	1615,3	1633,8	1652,2	1670,6	1689,0
44	1798,4	1816,5	1834,5	1852,5	1870,4
45	1977,3	1994,9	2012,6	2030,2	2047,8
46	2152,3	2169,6	2186,9	2204,1	2221,3
47	2323,6	2340,5	2357,4	2374,2	2391,1
48	2491,3	2507,9	2524,3	2540,8	2557,3
49	2655,4	2671,6	2687,9	2704,1	2720,2
50	2816,3	2832,2	2848,1	2864,0	2879,8
51	2974,0	2989,6	3005,2	3020,7	3036,2
52	3128,6	3143,9	3159,2	3174,4	3189,7
53	3280,3	3295,3	3310,3	3325,3	3340,2
54	3429,2	3443,9	3458,6	3473,3	3487,9
55	3575,3	3589,8	3604,2	3618,6	3633,0
56	3718,8	3733,0	3747,2	3761,3	3775,4
57	3859,7	3873,7	3887,6	3901,5	3915,4
58	3998,2	4011,9	4025,6	4039,3	4052,9
59	4134,3	4147,8	4161,3	4174,7	4188,1
60	4268,2	4281,4	4294,7	4307,9	4321,1
61	4399,8	4412,8	4425,9	4438,9	4451,9
62	4529,3	4542,1	4554,9	4567,7	4580,5
63	4656,7	4669,3	4682,0	4694,5	4707,1
64	4782,1	4794,6	4807,0	4819,4	4831,7
65	4905,6	4917,8	4930,0	4942,2	4954,4
66	5027,2	5039,2	5051,2	5063,3	5075,3
67	5146,9	5158,8	5170,6	5182,5	5194,3
68	5264,9	5276,6	5288,3	5300,0	5311,6
69	5381,1	5392,7	5404,2	5415,7	5427,2
70	5495,7	5507,1	5518,4	5529,3	5541,1
71	5608,7	5619,9	5631,1	5642,2	5653,4
72	5720,1	5731,1	5742,1	5753,1	5764,2
73	5829,9	5840,8	5851,7	5862,5	5873,4
74	5938,2	5949,0	5959,7	5970,4	5981,2
75	6045,1	6055,7	6066,3	6076,9	6087,5
76	6150,6	6161,1	6171,5	6182,0	6192,4

ARGUMENTO H y h.

H, h	5 mm	6 mm	7 mm	8 mm	9 mm
cm. 40	1132,3	1157,9	1177,5	1197,1	1216,6
41	1322,5	1351,7	1370,8	1389,9	1408,9
42	1522,2	1540,8	1559,5	1578,2	1596,8
43	1707,3	1725,6	1743,8	1762,1	1780,3
44	1888,3	1906,2	1924,0	1941,8	1959,6
45	2065,3	2082,8	2100,2	2117,6	2135,0
46	2238,4	2255,5	2272,6	2289,6	2306,6
47	2407,9	2424,6	2441,3	2458,0	2475,6
48	2573,7	2590,2	2606,6	2622,9	2639,2
49	2736,3	2752,3	2768,3	2784,4	2800,4
50	2895,6	2911,3	2927,0	2942,7	2958,4
51	3051,7	3067,2	3082,6	3097,9	3113,3
52	3204,9	3220,0	3235,1	3250,2	3265,3
53	3355,1	3370,0	3384,8	3399,6	3414,4
54	3500,5	3517,2	3531,8	3546,3	3560,8
55	3647,4	3661,7	3676,0	3690,3	3704,6
56	3789,5	3803,6	3817,7	3831,7	3845,7
57	3929,3	3943,1	3956,9	3970,7	3984,5
58	4066,5	4080,2	4093,8	4107,3	4120,8
59	4201,5	4214,9	4228,2	4241,6	4254,9
60	4334,3	4347,4	4360,5	4373,7	4386,7
61	4464,8	4477,7	4490,7	4503,6	4516,4
62	4593,2	4606,0	4618,7	4631,4	4644,0
63	4719,7	4732,2	4744,7	4757,2	4769,7
64	4844,1	4856,4	4868,7	4881,0	4893,3
65	4966,6	4978,7	4990,9	5003,0	5015,1
66	5087,2	5099,2	5111,2	5123,1	5135,0
67	5206,1	5217,9	5229,7	5241,4	5253,2
68	5323,2	5334,8	5346,4	5358,0	5369,6
69	5438,7	5450,1	5461,5	5472,9	5484,3
70	5552,4	5563,7	5575,0	5586,2	5597,5
71	5664,6	5675,7	5686,8	5697,9	5709,0
72	5775,1	5786,1	5797,1	5808,0	6819,0
73	5884,2	5895,1	5905,9	5916,7	5927,5
74	5991,9	6002,5	6013,2	6023,8	6034,4
75	6098,0	6108,6	6119,1	6129,6	6140,1
76	6202,8	6213,2	6223,6	6234,0	6244,4

TABLA SEGUNDA,

Argumento T—t. *Termómetros de los Barómetros.*

o	met.	o	met.	o	met.	o	met.
0, 2	0, 3	5, 2	7, 6	10, 2	15, 0	15, 2	22, 4
0, 4	0, 6	5, 4	7, 9	10, 4	15, 3	15, 4	22, 7
0, 6	0, 9	5, 6	8, 2	10, 6	15, 6	15, 6	22, 9
0, 8	1, 2	5, 8	8, 5	10, 8	15, 9	15, 8	23, 2
1, 0	1, 5	6, 0	8, 8	11, 0	16, 2	16, 0	23, 5
1, 2	1, 8	6, 2	9, 1	11, 2	16, 5	16, 2	23, 8
1, 4	2, 1	6, 4	9, 4	11, 4	16, 8	16, 4	24, 1
1, 6	2, 3	6, 6	9, 7	11, 6	17, 1	16, 6	24, 4
1, 8	2, 6	6, 8	10, 0	11, 8	17, 4	16, 8	24, 7
2, 0	2, 9	7, 0	10, 3	12, 0	17, 6	17, 0	25, 0
2, 2	3, 2	7, 2	10, 6	12, 2	17, 9	17, 2	25, 3
2, 4	3, 5	7, 4	10, 9	12, 4	18, 2	17, 4	25, 6
2, 6	3, 8	7, 6	11, 2	12, 6	18, 5	17, 6	25, 9
2, 8	4, 1	7, 8	11, 5	12, 8	18, 8	17, 8	26, 2
3, 0	4, 4	8, 0	11, 8	13, 0	19, 1	18, 0	26, 5
3, 2	4, 7	8, 2	12, 1	13, 2	19, 4	18, 2	26, 8
3, 4	5, 0	8, 4	12, 4	13, 4	19, 7	18, 4	27, 1
3, 6	5, 3	8, 6	12, 6	13, 6	20, 0	18, 6	27, 4
3, 8	5, 6	8, 8	12, 9	13, 8	20, 3	18, 8	27, 7
4, 0	5, 0	9, 0	13, 2	14, 0	20, 6	19, 0	28, 0
4, 2	6, 2	9, 2	13, 5	14, 2	20, 9	19, 2	28, 2
4, 4	6, 5	9, 4	13, 8	14, 4	21, 2	19, 4	28, 5
4, 6	6, 8	9, 6	14, 1	14, 6	21, 5	19, 6	28, 8
4, 8	7, 1	9, 8	14, 4	14, 8	21, 8	19, 8	29, 1
5, 0	7, 4	10, 0	14, 7	15, 0	22, 1	20, 0	29, 4

Esta tabla da la correccion debida á la densidad, y se obtiene la relativa á la temperatura del aire, multiplicándose la milésima parte de la diferencia entre los números correspondientes á H y *h* por la doble suma de los termómetros libres: la correccion lleva el mismo signo que aquella suma.

Se toma la suma ó la diferencia de los números correspondientes á *h* y T + t según que este término sea positivo ó negativo.

TABLA TERCERA.

Argumento correccion aditiva de latitud.

Altitud aproximada.	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
200	1,2	1,0	1,0	1,0	0,8	0,8	0,6
400	2,4	2,2	2,0	2,0	1,8	1,7	1,4
600	3,4	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,0
800	4,5	4,3	4,1	3,8	3,5	3,1	2,8
1000	5,7	5,3	5,1	4,8	4,3	3,8	3,4
1200	6,8	6,4	6,0	5,8	5,1	4,6	4,2
1400	8,0	7,6	7,1	6,7	6,1	5,4	4,8
1600	9,0	8,8	8,2	7,6	7,0	6,2	5,6
1800	10,2	9,8	9,4	8,6	8,0	7,0	6,3
2000	11,3	11,0	10,4	9,6	8,8	7,8	7,0
2200	12,6	12,1	11,4	10,6	9,7	8,6	7,6
2400	13,8	13,3	12,5	11,6	10,6	9,4	8,4
2600	15,0	14,4	13,6	12,6	11,6	10,5	9,2
2800	16,4	15,6	14,8	13,6	12,6	11,4	10,0
3000	17,6	16,8	15,8	14,6	13,6	12,2	10,8
3200	18,7	18,0	17,0	15,7	14,6	13,1	11,5
3400	20,1	19,3	18,4	16,9	15,7	14,1	12,4
3600	21,4	20,4	19,6	18,0	16,7	15,0	13,4
3800	22,6	21,6	20,6	19,1	17,7	15,9	14,3
4000	24,0	22,9	21,9	20,3	18,7	17,0	15,1
4200	25,3	24,3	23,0	21,6	19,9	18,0	15,9
4400	26,8	25,8	24,3	23,0	21,1	19,1	16,9
4600	28,2	27,1	25,6	24,3	22,3	20,3	18,0
4800	29,6	28,4	27,0	25,5	23,4	21,3	19,0
5000	30,9	29,8	28,4	26,7	24,6	22,3	19,9
5200	32,1	31,0	29,7	28,0	25,7	23,3	20,8
5400	33,5	32,4	30,8	29,2	26,7	24,3	21,7
5600	34,8	33,7	32,1	30,2	27,8	25,3	22,6
5800	36,1	35,0	33,2	31,3	28,9	26,3	23,6
6000	37,5	36,3	34,3	32,3	30,0	27,3	24,6

TABLA CUARTA.

Correccion para 1000^{m} *de altura.*

h	400	450	500	550	600	650	700	750
met.	1,71	1,39	1,11	0,86	0,63	0,42	0,22	0,03

He aquí el modo de usar las tablas anteriores. Sea H la altura barométrica en milímetros de la estacion inferior, h la correspondiente á la estacion superior, T y T' las temperaturas de los barómetros t y t' las del aire.

Se busca en la primera tabla el número relativo á H que se designa por A; se hallará lo mismo el que corresponde á h llámeselo B; desígnese por C el número generalmente muy pequeño que en la segunda tabla corresponde á T—T': la altura aproximada será A—B—C, ó si T—T' fuese negativo deberia tomarse A—B+C. Para aplicar á esta altura aproximada la correccion relativa á la temperatura del aire, bastará multiplicar el milésimo de aquella altura por la doble suma $=(2\,t+t')$ de los termómetros libres; la correccion sea positiva ó negativa segun el carácter de $t+t'$.

La correccion de latitud se deducirá de la tabla tercera, tomando el número que verticalmente corresponda á la latitud y horizontalmente á la altura de segunda aproximacion: tal correccion es siempre aditiva.

En el caso muy raro en que la estacion inferior se halle muy elevada sobre el nivel del mar, se aplicará al resultado una pequeñísima correccion, y se derivará de la tabla cuarta siendo tambien aditiva siempre.

Resolviéndose de este modo las mismas observaciones de Guanajuato á que se han aplicado las fórmulas de D. Ramon del Moral, se obtiene el siguiente resultado:

La tabla 1ª da	p.ª 763^{mm}, 15	6183^{m} 5	A
	—600 , 95	4280, 7	B
	—T—T'= 4.º	5, 9	C
Altura aproximada = A—B—C		1896, 9	
1.ª correccion $=\frac{1897}{1000}\times 2\,(t+t')$		176, 8	
Suma		2073, 7	
2.ª correccion, tab. 3.ª p.ª 2073 y 21.º +		10, 6	
Altitud de Guanajuato		2084^{m}3	

Tanto el Sr. Moral como Litrow y Lindenau han tratado de remediar por una suposicion, el inconveniente que resulta de no poderse muchas veces contar con observaciones contemporáneas al nivel del mar, ó en otro punto cuya altitud sea conocida; mas la aproximacion que se obtiene de este modo, es acaso mas insegura que la que resulta de suponer la temperatura y altura barométrica medias, que hayan señalado los instrumentos á una hora igual de la misma estacion en un lugar de la altitud conocida. Sin embargo, de este se trascriben por su sencillez las fórmulas de Litrow.

$$K=760^{mm}247$$
$$T=66^{\circ},25+t-0,09235h$$

18—*Nivelacion Geodésica.*—Esta ocupa un lugar medio entre la barométrica y la topográfica, acercándose mucho mas á la última sus resultados cuando las circunstancias atmosféricas se aproximan bastante á las que han servido para deducir el coeficiente comun de refraccion terrestre (,08) que se emplea cuando faltan observaciones directas,

La fórmula que se usa es la siguiente:

$$x=K\cot.z+\frac{K^2}{R}\left(\tfrac{1}{2}-m\right)$$

en la cual indica x la diferencia de alturas, K la distancia entre los puntos verzados, z el ángulo zenital, R el radio de la esferoide terrestre y m el coeficiente de la refraccion.

Mr. de Montalant ha formado unas tablas para obtener por la primera el número correspondiente al término K cot.z, y en la segunda el relativo á $\frac{K^2}{R}\left(\tfrac{1}{2}-m\right)$. Presenta la primera tabla el inconveniente de estar adaptada á la division centesimal del círculo, siendo por tanto complicado su uso, cuando el eclímetro ó instrumento que se emplee, tenga la graduacion sexagesimal, y la segunda el de haberse empleado el radio medio, correspondiendo á nuestra latitud una normal mucho mayor.

Por otra parte resulta muy fácil la aplicacion de la fórmula geodésica, si el término $\frac{K^2}{R}\left(\tfrac{1}{2}-m\right)$ se modifica ligeramente

haciendo $K^2\left(\frac{\frac{1}{2}-m}{R}\right)$ pues en este caso la cantidad $\frac{\frac{1}{2}-m}{R}$ se convierte en una constante, y K^2 es muy fácil de obtener duplicando el logarismo de K.

La normal correspondiente á la latitud de México es de 6374807^m y siendo la altitud del valle de 2245^m la constante $\frac{\frac{1}{2}-m}{R}$ resultará expresada por el logarismo 2,81862, ó en el caso de no haberse de tomar en cuenta la altura de nuestra mesa central, aquel logarismo se convertirá en 2,87678, y á la simple vista puede practicarse una interpolacion hallándose en una zona intermedia.

La altura del cerro de Guerrero, por ejemplo: sobre la planicie de Guadalupe, se computa así:

K 1042,14	$z=$ 80°42'
K=3,0179268	K^2–6,03585 K cotang. z–170m66
cot$z$. — 9,2141980 const. $\left(\frac{\frac{1}{2}-m}{R}\right)$ 2,81862	K 2 $\left(\frac{\frac{1}{2}-m}{R}\right)$ —0,07
2,2321248	8,85447 alt. del instr. 1,10
	x=171,83

19.—*Determinacion de las inclinaciones longitudinales.*—Habiéndose indicado ya la importancia de dar cierto declive á los caminos en el sentido de su longitud, no va á tratarse ahora de la inclinacion, bajo tal aspecto, sino de la que naturalmente presente algun terreno para ver si está comprendida entre el máximo y mínimo de que se ha hablado (párrafo 7.) ó se eligiere en un proyecto de ruta, ó para saber al menos que por exceder del límite máximo, deben aplicarse los medios que luego se detallarán para no traspasar aquel término.

Se ha expuesto antes (párrafo 4) el modo de hacer aquella determinacion, y por lo mismo solo se hará notar, que cuando la inclinacion es uniforme, su expresion exacta resultará empleando en la fórmula $a \div l$ la longitud medida que es la del plano inclinado como divisor de la diferencia de alturas; pero si casi toda la longitud de la línea fuere sensiblemente hori-

tal, y se hallará al fin una altura como cortada á pico, es claro que para un cálculo preciso no debe emplearse la longitud horizontal obtenida, sino que préviamente debe estimarse la hipotenusa que vendrá á ser representada por el eje de la vía, y la fórmula que se aplique entonces será

$$\frac{a}{\sqrt{l.^2 + a^2}}$$

Muchas veces ofrecerá el terreno una relacion oportuna con la inclinacion que se adopte en el sentido longitudinal, pero no así en el trasversal, lo que sucede generalmente cuando hay una altura notable por alguno de los lados de la línea que se examina: entonces por lo comun hay que hacer excavaciones por aquel mismo lado y terraplen por el opuesto, aunque el eje de la vía coincida con la superficie del terreno. Es fácil, pues, conocer que si solo se hubieran anotado en un reconocimiento los datos concernientes al declive longitudinal, resultaria una idea incompleta, y por tanto un presupuesto deficiente, por haberse desdeñado los elementos de la inclinacion lateral: deben, pues tomarse, si no con la repeticion ni esmero que se usará en los perfiles de una línea adoptada, al menos en número bastante para que se tengan presentes en el bosquejo general de un proyecto.

20.—*Estimacion de las vertientes.*—Un proyecto y un presupuesto resultarán incompletos si en ellos no se marcan los desagües ni se introducen los costos que habrán de erogarse en construcciones tan necesarias para libertar las obras de terrasería de los perjuicios consiguientes á la detencion de las aguas. Es, pues, indispensable saber á qué cantidad de éstas debe darse salida, y fijar para ello los puntos mas oportunos.

Es fácil llenar esta segunda condicion, pues las lluvias marcan sobradamente en cualquier terreno los lugares mas bajos que las corrientes buscan por su naturaleza, pero por lo comun no es tan obvio calcular el espacio que aquellas requieran para la descarga. Si un poco mas arriba de donde haya de situarse un puente, ó mucho mejor en un punto mas abajo, se hallare

situado otro de construccion antigua, que haya resistido diversas avenidas, la luz ó abertura que éste presente dará la medida necesaria; mas si no se contare con un dato tan preciso, se deberán buscar otras indicaciones en las paredes mismas de la barranca que se trate de salvar, donde ordinariamente se marca la altura de las grandes avenidas.

Este dato y el del declive del cauce, por el cual puede deducirse la velocidad, ofrecen los elementos para computar la abertura que debe dejarse á la corriente.

Si se recuerda la fórmula de Prony

$$V = 56,86 \sqrt{\frac{A}{P}\,\frac{I}{L}} - 0,072$$

en que V designa la velocidad media, A la area de la seccion trasversal, I la inclinacion correspondiente á la longitud L, y P el perímetro de contacto con el agua, es fácil derivar V de los datos tomados.

Cuando por no ser muy grande el valor de V, se juzgare que puede llegar á ser mayor, v, sin comprometer la construccion, escavar el cauce, ni causar una inundacion el remanso r, que habrá de formarse para decidir el exceso de velocidad, suponiendo que se disminuya la abertura b, podrá estimarse uno de estos tres valores, eligiendo préviamente los otros y empleando la fórmula siguiente en la cual K es el coeficiente de contraccion relativo á las condiciones de la construccion y a la altura de donde se haya derivado A.

La cantidad de agua habrá sido

$$Q = V\,A;$$

y como esta misma debe pasar por la abertura ó luz que se deje en el puente, se tendrá tambien

$$Q = K\,v\,b\,(a + r);$$

por consiguiente la abertura

$$b = \frac{Q}{K\,v\,(a + r)},$$

ó si esta se ha fijado

$$v = \frac{Q}{K\,b\,(a + r)} \quad \text{y} \quad r = \frac{Q}{K\,b\,v} - a.$$

En general puede ser $K=,90$, bien que al tratarse de la construccion de los puentes se fijarán sus diversos valores segun los casos: v podrá llegar sin inconveniente á 3^m revistiendo el cauce del rio.

Algunas veces no se hallarán los datos requeridos para aplicar las fórmulas anteriores, y entonces es necesario derivar la cantidad de la corriente por la superficie que presente la cuenta del terreno, y la máxima cantidad de lluvia que caiga en aquella comarca. Debe notarse sin embargo que aquella cantidad no es proporcional á la superficie de la cuenca, sino que va disminuyendo mientras esta es mayor, porque en tal caso nunca llega á llover uniformemente en toda su extension; en una area representada por 2 kilómetros cuadrados no es rara una lluvia simultánea, pero en una superficie de 100 kilómetros es sobrado suponer que llueva al mismo tiempo en una décima parte.

La máxima cantidad de lluvia en una hora y en nuestras tierras altas puede estimarse en $,^m 025$, y por tanto, en aquel tiempo caerán sobre un kilómetro cuadrado 25,000 metros cúbicos, una mitad de los cuales será consumida por la absorcion: la corriente del agua restante exigirá pues una capacidad de $3^{m.c^d}$ para salir con la velocidad de muy poco mas de 1^m al segundo.

Un puente de Atoyac presenta una luz de $90^{m.cd}$ á las aguas que caen en una cuenca de mas de $1700^{Km.cd}$, sin que se manifieste en la construccion degradacion alguna, á pesar de que data de mas de cien años, y de que en las grandes lluvias de Setiembre la velocidad ha excedido de $2.^m$

21.—Sobre estos datos se ha formado la tabla siguiente que indica en kilómetros cuadrados los vasos ó cuencas, y en metros cuadrados la seccion trasversal hasta las impostas: debe advertirse que estos números solo pueden considerarse como una aproximacion, que á falta de otros datos, se presentan con extrema reserva, y subordinados á las correcciones que luego se expondrán.

CUENCA. km. cd.	PUENTE. met. cd.	CUENCA. km. cd.	PUENTE. met. cd.	CUENCA. km. cd.	PUENTE. met. cd.
1	3,	50	16, 2	900	69,
2	5,	60	18,	1000	73, 8
3	6, 5	70	18, 9	1100	78, 3
4	7, 4	80	19, 8	1200	82, 2
5	8,	90	20, 7	1300	85, 2
6	8, 5	100	21, 6	1400	87, 9
7	8, 9	200	30, 6	1500	90,
8	9, 5	300	37, 8	1600	92.
9	9, 8	400	43, 8	1700	94,
10	10,	500	49, 2	1800	96,
20	11,	600	54, 3	1900	98,
30	13, 5	700	59, 7	2000	100,
40	15, 3	800	63, 9	2100	102,

Las lluvias de nuestras costas son mas copiosas que en las tierras altas, pudiendo adoptarse la relacion 30: 25; por consiguiente en aquellas comarcas se emplearán las secciones de la tabla con el aumento de 1.

Otra correccion depende del estado erial ó de cultivo en que se hallen los terrenos, y de la naturaleza de estos, pues las tierras aradas son capaces de absorber casi toda el agua de una lluvia de mediana duracion, y las que no lo han sido dejan deslizar acaso mas de ,8. Como la cuenca de Atoyac de que se ha hablado tiene generalmente en labor una mitad de su superficie, resulta el coeficiente de 1, 4 para igual area de cuenca si todo el terreno fuese erial y , 6 si está cultivado en toda su extension.

Pero hay aun otro coeficiente de mas influencia en relacion con el declive ú horizontalidad de la cuenca, porque es evidente que si está formada de colinas pendientes donde el agua se desliza con rapidez, afluirá simultáneamente mayor volúmen, y por tanto deberá presentársele una abertura de mayor capacidad.

A falta de datos precisos pueden usarse los coeficientes, k, que siguen y están en relacion con las velocidades relativas á diversas inclinaciones I, por metro, derivadas por la comparacion de las altitudes del punto en que haya de construirse el puente y de las crestas que limiten la cuenca.

I	,m007	,m029	,m06	,m11	,m18	,m25
vel.	,m 5	1m	1,m5	2,m	2,m5	3,m
k	1,7	2,3	3,	3,7	4,3	5,

Si se supone un terreno casi horizontal de 40 Km.cd., esto es, de 2 leguas cuadradas ¼, la capacidad de un puente que haya de dar salida á las lluvias que allí caigan, será de 15 ,m.cd.3 para evitar todo remanso é inundacion: la area se reducirá á 9,m.cd.2 si toda la comarca estuviese en cultivo; pasará á 21,2 si el terreno fuere erial y compacto, y por último, llegará á 35,m.cd. cuando la mayor parte de las crestas que borden la cuenca, presenten respecto del lugar en que el puente se situará, una altura media de 188m que dá I=,029.

Es fácil comprender é introducir las varias modificaciones que dependen de la calidad arcillosa ó arenisca de las tierras, y de la mayor velocidad que pueda hacerse tomar á la corriente, pues lo que acaba de decirse supone una velocidad poco mayor que 1.m

22.—*Operaciones topográficas.*—El objeto de este párrafo no puede ser ciertamente el de indicar ni aun las fórmulas solas que sirven para las operaciones sobre el terreno: tal estudio forma un ramo particular y extenso, y aquí bastará incluir otras breves noticias que dispensen de llevar los libros especiales en que se hallen consignadas. Tal ha parecido la tabla siguiente donde se dá la relacion de las escalas métricas fijadas en Francia para que las empleen los ingenieros de Puentes y Calzadas; el sistema métrico es ya el legal de México, y parece por lo mismo que se adoptarán, en lo posible, todas las disposiciones francesas referentes á él.

Relacion entre las escalas y los objetos representados.		APLICACIONES.
En fraccion comun.	En fraccion decimal.	
$\frac{1}{50}$	1 centímetro por decímetros.	Puentes cuya luz, y esclusas cuya longitud no exceda de 25 metros: proyectos arquitectónicos.
$\frac{1}{100}$	1 centímetro por metro.	Puentes y esclusas de una longitud comprendida entre 25 y 50 metros; proyectos arquitectónicos, cuya mayor dimension no exceda de 100 metros.
$\frac{1}{200}$	1 centímetro por 2 metros.	Puentes y esclusas que excedan de 50 metros; perfiles trasversales de los caminos, canales y rios; proyectos arquitectónicos de mas de 100 metros.
$\frac{1}{500}$	1 centímetro por 5 metros.	Planos topográficos que tengan 500^{m} en su mayor longitud.
$\frac{1}{1,000}$	1 centímetro por 10 metros.	Perfiles longitudinales de las partes de un camino que atraviesen una municipalidad; planos de éstas si su mayor longitud llega á 1000.^{m}
$\frac{1}{2,000}$	1 centímetro por 20 metros.	Perfiles longitudinales de canales y caminos; planos de municipalidades que lleguen á 2000.^{m}
$\frac{1}{5,000}$	1 centímetro por 50 metros.	Planos de los proyectos de caminos y municipalidades que lleguen á 5000.^{m}
$\frac{1}{10,000}$	1 centímetro por 100 metros.	Carta itineraria de rios pequeños y canales; planos de municipalidades que pasen de 5000 metros.
$\frac{1}{20,000}$	1 centímetro por 200 metros.	Cartas de los caminos y grandes rios; carta general de un canton.

La muy pequeña relacion de nuestra poblacion al terreno hará que por mucho tiempo no sean aplicables las proporciones expresadas á los planos de nuestras municipalidades y partidos, que equivalen á los cantones franceses; lo mismo sucederá tal vez respecto de los proyectos de caminos que en nuestro país son relativamente de la mayor longitud de la tabla anterior.

Pero acaso es mas interesante que elegir una escala de relacion numérica simple, adoptar la que sea mas á propósito para la claridad del objeto principal. Tal vez la escala de $1^{m.m.}$ es muy pequeña y la de dos resulta grande; es pues preferible emplear la de $1^{m},^{m}\frac{1}{2}$ para no sacrificar la claridad á una abstraccion estéril. En un perfil de nivelacion, por ejemplo, 1^{m} estará bien representado por 3^{mm} pudiendo estimarse fácilmente en el perfil los decímetros de la fraccion de mira y así se salvan los inconvenientes de dar una gran anchura al papel del proyecto, lo que habria sucedido con una escala vertical de $4^{m},^{m}$ y de que el perfil no presente á primera vista la verdadera ondulacion del terreno, porque las fracciones no se hayan estimado bien al delinear con una escala de 2^{mm}.

24.—*Orientacion astronómica de un plano.*—No siempre se tienen á la mano los instrumentos necesarios ni las efemérides indispensables para el cálculo de un azimut, pero tampoco se necesita en las operaciones topográficas la precision extrema que requieren los cómputos geodésicos: así es que por lo comun se deriva la orientacion astronómica de la magnética, aplicando una correccion por declinacion E. de 8º—30'

Por observaciones hechas en esta Capital en Diciembre de 1858 resultó la declinacion E en 8,°—22'—18," pero es mejor que suponer un ángulo constante, encontrar aproximadamente el azimut de la polar en cualquier parte de su curso y derivar de allí la orientacion.

La fórmula astronómica empleada para ello es en toda su integridad práctica.

$$Az = \frac{\text{sen.P}}{\text{cos.L}} \left\{ d + d^2 \text{ sen } 1.'' \text{ cos. P. tang. L} \right.$$

$$\left. + \tfrac{1}{3} d^3 \text{ sen}^2 1.'' \left(\cos^2 P \, (1 + 4 \text{ tang}^2 L) - \text{tang}^2 L \right) \right\}$$

pero de todos los términos que en el segundo miembro afectan la expresion $\frac{\text{sen P}}{\text{cos L}}$, únicamente d es de un efecto sensible para determinar el azimut de la estrella, pues los demas términos de la série generalmente influyen solo en los segundos. Puede por consiguiente emplearse la fórmula

$$Az = \frac{\text{sen P}}{\text{cos L}} d$$

para lo cual basta conocer la distancia polar d, el ángulo horario P y la latitud L: de estos datos el último se conoce con la aproximacion suficiente, cuando un pais se halla en estado de arreglar científicamente sus caminos; P se obtendrá de un modo bastante por las tablas que se pondrán despues y un relox medianamente arreglado; d puede derivarse de la tabla de posiciones de la polar, y la visual á la estrella fijarse con un teodolito comun. La causa mayor de error dependerá ó del cómputo del tiempo, que es lo mas probable é influente, ó de emplear la posicion media de la polar en vez de la correspondiente al dia de la observacion, mas para salvarlo seria preciso dar una considerable extension á la tabla; sin embargo, en ambos casos el error, como se indicó antes, no es sensible en un plano topográfico.

25.—TABLA

De la posicion media de la polar.

Años.	A. R.	Compl. Decl.ª d.	Años.	A. R.	Compl. Decl.ª d.
1865	1h 09m 41s	1° 24′ 37	1883	1h 15m 52s	1° 18′ 54
6	10 00	24 18	4	16 14	18 35
7	10 19	23 59	5	16 37	18 16
8	10 39	23 39	6	16 59	17 57
9	10 58	23 20	7	17 22	17 38
1870	1 11 17	1 23 01	8	17 45	17 19
1	11 37	22 42	9	18 07	17 00
2	11 58	22 23	1890	1 18 29	1 16 41
3	12 18	22 04	1	18 53	16 22
4	12 39	21 45	2	19 17	16 03
5	13 00	21 26	3	19 41	15 44
6	13 21	21 06	4	20 06	15 26
7	13 42	20 47	5	20 30	15 07
8	14 03	20 28	6	20 54	14 48
9	14 24	20 09	7	21 18	14 29
1880	1 14 45	1 19 50	8	21 42	14 10
1	15 07	19 31	9	22 06	13 51
2	15 30	19 31	1900	1 22 31	13 32

28.—TIEMPO MEDIO

ó ascension recta del sol medio.

Enero 0	18h 38m	Mayo 0	2h 31m	Sbre. 0	10h 36m
10	19 17	10	3 11	10	11 15
20	19 57	20	3 50	20	11 55
Feb. 0	20 40	Junio 0	4 33	Oct. 0	12 34
10	21 20	10	5 13	10	13 14
20	21 59	20	5 52	20	13 53
Mzo. 0	22 31	Julio 0	6 32	Nov. 0	14 37
10	23 10	10	7 11	10	15 16
20	23 49	20	7 50	20	15 55
Abril 0	0 33	Agos. 0	8 34	Dic. 0	16 35
10	1 12	10	9 13	10	17 14
20	1 52	20	9 53	20	17 54

En Enero y Febrero de los años bisiestos, se tomará la data de la víspera en vez de la buscada.

27.—ECUACION DEL TIEMPO.

Enero 0	+ 3m 13	Mayo 0	— 2m 54	Sbre. 0	— 0m 00
10	7 30	10	3 50	10	3 00
20	11 37	20	3 50	20	6 29
Feb. 0	13 38	Junio 0	2 47	Oct. 0	9 53
10	14 35	10	— 1 06	10	12 45
20	14 05	20	+ 1 00	20	15 53
Mzo. 0	13 00	Julio 0	3 07	Nov. 0	16 15
10	11 35	10	4 50	10	15 50
20	7 40	20	5 52	20	14 11
Abril 0	4 24	Agos. 0	5 00	Dic. 0	10 36
10	+ 1 25	10	4 59	10	7 03
20	— 1 06	20	+ 3 16	20	— 2 13

Para mostrar el uso de estas tablas se pondrán dos aplicaciones.

Supóngase que el 10 de Noviembre de 1868 á las 10h y 16m se observe la polar en un lugar cuya latitud sea de 21° 20′

A R polar	— 1ʰ—11ᵐ	Tiempo 10ʰ—16ᵐ		
Tiemp. med.	—15 —16	Ecuac. 16	d—3,70036	
			s P.—8.33875	
Tránsito	— 9 —55	H de obs. 10ʰ—00ᵐ	c L.—9.96917	
H de obs.	—10 —00			
Ang. hor O	—00ʰ—05	d = 1° — 23′ — 36″	2.06994	
— en arco	— 1°—15	= 83 36	117″=	
		= 5015″ Az. O.	=1—57″	

Si la polar formase por ejemplo un ángulo al E de 42°—05′, con cualquier objeto fijo y sobre el cual se haya puesto el 0 del instrumento, el azimut astronómico de aquel objeto será
42° 05′—1° 57′=40° 08′

Mientras mas pequeño sea el ángulo horario, resultará mas trascedental el error de tiempo: si en el ejemplo anterior este fuere de 10ᵐ, el ángulo horario importará 3°—45′ y el azimut de la estrella será = 5′—52″, esto es, habrá un error de muy poco menos de 4′.

2ª aplicacion. En la misma latitud á las 7ʰ—48ᵐ el dia 15 de Febrero de 1870.

A R polar	— 1ʰ—11ᵐ	Tiempo. 7ʰ—48ᵐ		
A R sol m	—21 —40	ec. + 14	d—3.697055	
Tránsito	3 —31	H obs — 8ʰ—02ᵐ	s P—9.966395	
			c L—9.969172	
H de obs.	8—02			
Ang. hor	0—4ʰ—31ᵐ	d=1°—22′—58″	3.694277	
— en arco	67°—45	= 82—58	4946″=	
		d.= 4978″		
			Az.—O=1°—22′—26″	

En este caso 10ᵐ de error llevarán el ángulo horario hasta 70°—15′, y la diferencia en el azimut se aumentará 1′—24″; se ve por tanto la ventaja de observar la polar cerca de su mayor digresion oriental ú occidental.

28.—*Reconocimiento de los terrenos.*—El costo de las escavaciones, y por consiguiente el de los terraplenes; el espesor y gasto de la cubierta ó firme de un camino y sobre todo su duracion y expensas de reposicion, dependen por mucho de la naturaleza de los terrenos que han de atravesarse y los materiales que ofrezcan las cercanías para emplearse en el revestimiento de la ruta y en sus construcciones arquitectónicas.

Los objetos científicos que se debe tratar de llenar al hacerse un camino son como se dijo ya, la rectitud, horizontalidad, planicie y dureza, pero hay ademas otro objeto social á que debe igualmente atenderse, y es la relacion del costo con las ventajas pecuniarias que haya de producir á un empresario particular, ó las públicas que habrá de aprovechar una nacion.

Por esto á cualquier proyecto debe acompañar el presupuesto de su valor, y este no puede estimarse ni aun con mediana aproximacion, si no se han tomado las noticias indicadas sobre la naturaleza del terreno. No deben, pues, desdeñarse en las primeras operaciones, pudiendo fácilmente clasificarse segun la siguiente nomenclatura, donde se anotan los caractéres, calidades y aplicaciones de las piedras y tierras consideradas en relacion á los caminos y construcciones.

29.—*Piedras de formacion ígnea.*—Estas son las mas comunes en las cercanías de México, pues aunque las formadas por cristalizacion en las primeras épocas geológicas y á que suele darse el nombre de rocas plutónicas, como el granito y el gneis, se hallan generalmente cubiertas por las capas de sedimento, se extienden sobre éstas con notable potencia las formaciones volcánicas y las poco anteriores que se designan con el nombre de formacion basáltica y traquítica.

El basalto es la roca mas dura y mas apta por consiguiente para la parte inferior de las grandes construcciones, bien que de un tallado difícil, empleándose por esto generalmente como piedra bruta: en una de las erupciones de Popocatepec, afectó el basalto en su parte inferior la cristalizacion prismá-

tica, mas arriba la globular, y en la superficie de la corriente donde la falta de presion permitia la espansion de los gases, exhibe una estructura celular, como se presenta en los cerros de la Caldera de donde se extrae la piedra llamada *recinto* que tambien se emplea en las piedras de molino.

Los traquitos pertenecen á una formacion contemporánea del basalto, al cual pasan fácilmente en México como en Europa: entre nosotros el traquito porfírico suministra la mayor parte de las piedras de construccion en esta Ciudad, en Toluca, Puebla y Jalapa. Como el de las cercanías de México contiene mucha albita, esto es, un feldespato con base de sosa, su descomposicion es muy fácil, de donde procede que presente resistencia y duracion muy diversas: á esta especie pertenecen las piedras llamadas *canterías y chiluca* en esta Ciudad, siendo la primera de mas pronta descomposicion, y muy poco á propósito por lo mismo para las obras á que se pretenda dar una estabilidad máxima.

A la misma formacion traquítica se refieren las piedras que se emplean para los enlosados comunes, extrayéndose de las canteras donde la roca ofrece cierta estratificacion que la acerca á las doleritas: se hallan aquellas en los cerros de la Escalera y Guadalupe.

Otra piedra que acaso forma la transicion de los traquitos á los basaltos, es el fonolito que sin embargo de su notable dureza y homogeneidad de su pasta, apenas se emplea por la facilidad con que se quiebra cuando se intenta tallarla, presentando una ruptura casi concóidea: esta roca forma el núcleo de los cerros en Atzacoalco.

La formacion volcánica bastante posterior á las rocas precedentes, ofrece á México uno de los mejores materiales de construccion, el *tezontle*, especie de tefrina muy cargada de óxidos de fierro: la ligereza de su peso y la estructura celular que la hacen tan á propósito para la adhesion del cimento ó mezcla, son circunstancias muy apreciables, pues que sin fatigar los cimentos se obtiene una gran estabilidad y considerable resis-

tencia á la presion, sobre todo si se emplea la variedad negruzca en que es mayor la proporcion del óxido de fierro. Las lavas rojas y porfíricas que presentan una estructura compacta y son el resultado de erupciones al Este de Ixtaccihualt, son ciertamente de un carácter monumental, pero la escasez de poblacion en aquella comarca no ha motivado la explotacion de una cantera.

La piedra pómez, producto de los volcanes recientes, presenta en grado menor las calidades del tezontle, mas á la vuelta de doscientos años la cohesion de sus elementos disminuye considerablemente en las obras por la accion atmosférica. Los detritos de esta piedra empastados en un cimento arcilloso, que en Europa se conocen con el nombre de *peperino*, y en las construcciones de esta ciudad, y muy impropiamente, con el de *tepetate*, dan materiales que, si bien pueden emplearse por economía en los edificios particulares, no deben introducirse por su fácil desagregacion y poca resistencia en las construcciones públicas.

Las rocas del período primario presentan tal dureza, y algunas tal estructura, que á excepcion del granito, no se emplean en la edificacion sino como piedras brutas; por otra parte, son desconocidas en la mesa central de México, y para encontrar el gneis y los micasquistos que se formaron de su detrito ó descomposicion, es necesario ir á las Mixtecas ó á donde el solevantamiento que formó nuestra gran cordillera, descubrió al mismo tiempo las formaciones inferiores del globo.

La muy considerable potencia que presenta en nuestro país la formacion de toba arcillosa, generalmente llamada tepetate, envolvió tambien á los granitos, de entre los cuales hay en Chiautla una especie, la sienita, perfectamente dividida en capas de muy poco espesor.

30.—*Rocas calizas.*—Esta formacion es por lo comun la mas difundida en casi todas las regiones del globo, y en nuestro país se presenta con bastante intensidad, en las comarcas donde no la ha cubierto alguna erupcion lávica ó aluvion com-

puesta de sus detritos: á ella pertenecen los mármoles, las tobas calizas y los travertinos, que son las concreciones de formacion reciente.

El mármol es la piedra mas usual en Europa para la ornamentacion arquitectónica; pero como para este fin no basta el tallado comun, sino que debe ademas emplearse un pulimento esmerado, lo que supone artesanos bien adiestrados y costos algo fuertes, no se ha adoptado entre nosotros sino para pocos monumentos. Hay ademas la dificultad consiguiente al trasporte por hallarse las mejores canteras lejos de nuestras grandes ciudades, á consecuencia de lo cual se destína mas bien aquella piedra para la calcinacion, ó se usa en clase de piedra bruta.

El travertino que abunda en las cercanías de Puebla y Orizava, se emplea mejor para las construcciones, porque no siendo tan compacto como el mármol, y antes bien, presentando cierta estructura celular, se presta á la cohesion con el cimento, que no puede esperarse de su composicion elemental.

Es sabido que cuando en vez de estar combinada la base de cal con el ácido carbónico lo está con el sulfúrico, resulta el yeso en vez del mármol ó travertino. Como aquel no puede tener aplicaciones sino en el interior de los edificios, es claro que ninguna puede recibir en las construcciones, objeto de este tratado, que todas deben quedar expuestas á la intemperie atmosférica.

31.—*Piedras silíceas.*—Poco hay que decir respecto de este género, pues ni su formacion es muy notable en nuestro país, ni la naturaleza de sus rocas permite un uso fácil en el revestimiento de los caminos ó en las construcciones. Lo compacto de su estructura impide la perfecta combinacion con la mezcla, y la ruptura característica de estas piedras, que toma el nombre de una de sus especies, el pedernal, hace que no presenten el buen asiento que se necesita para la construccion con materiales brutos. Empleada para el revestimiento de los caminos, estropearía considerablemente los pies de los ani-

males, y mezclada en el macizo del firme, tardaria mucho para encasquillar bien en su mismo detrito, segun la teoría de Mac Adam.

32.—*Rocas de sedimento.*—A esta clasificacion pertenecen los esquistos micáceos, y por consiguiente las pizarras, las margas irisadas, el gres, las tobas alcillosas y calizas, y debe indicarse como mas notable nuestro tepetate, toba arcillosa, como se anunció ya, procedente en gran parte de la descomposicion de los argilolitos.

Los esquistos y pizarras no ofrecen gran resistencia en los caminos, pues por la doble accion de la trituracion y de la electricidad atmosférica se resuelven prontamente en su elemento arcilloso: igual efecto aunque á un período considerable, se observa en las construcciones; mas para cubrirlas presentan una gran ventaja las pizarras en los paises donde está sistemada su explotacion: entre nosotros la distancia á que se encuentran, generalmente en la cresta de la gran cordillera, ha impedido acaso su elaboracion é introduccion como artículo de comercio.

El gres ofrece muy buenos materiales, tanto para la edificacion, como para el firme ó revestimiento de las rutas, sobre todo, si por ser de cimento arcilloso puede esperarse que en virtud de una fuerte ó contínua presion vuelva á formar una masa casi tan compacta como la de sus capas primitivas.

El tepetate puede emplearse como piedra bruta ó de tosco paramento, pero sin que pueda esperarse mucha mayor estabilidad que de un muro de tapias, por lo que su aplicacion es muy limitada en esta parte. En los caminos, sin embargo, puede usarse muy ventajosamente si la proporcion de arena que tenga mezclada es bastante para neutralizar los malos efectos de la arcilla; si tuviere en su composicion alguna parte caliza, puede formarse una capa tan compacta, resistente y de tan poca absorcion, que aun en el tiempo de lluvias soporte carruajes pesados sin que las ruedas dejen señales en ella. En los terrenos de esta especie los terraplenes y escavaciones

resultan mas costosos que en la tierra comun, pero se obtiene una compensacion sobrada en la economía de gastos para conservacion.

33—*Cantos rodados.*—En terrenos tan agitados como los nuestros por la accion volcánica y las inmensas corrientes que sobrevinieron á causa de los solevantamientos, se encuentran con frecuencia grandes depósitos sedimentarios en que los cantos rodados se agruparon en cantidad considerable, y con dimensiones que muchas veces se acercan á un metro de diámetro medio: es costosísima la extraccion de estas piedras, y aun su denudacion, si es algo calizo el sedimento en que están incrustadas, de suerte, que un terreno de esta especie debe evitarse casi tanto como un banco de roca.

34.—*Arenas.*—La colision de todas las rocas y piedras producen fragmentos mas y mas pequeños que reciben el nombre de arena cuando están reducidos á muy pequeña dimension, esto es, hasta unos tres milímetros, llamándose grava ó casquijo cuando el tamaño llega hasta dos centímetros, cascajo cuando el tamaño es hasta de un decímetro, y empleándose el nombre de canto rodado para volúmenes mayores.

Los caractéres de las arenas y del casquijo son naturalmente idénticos á los que ofrecen las rocas de donde proceden, presentando ademas otras calidades que dependen de su forma. Esta, por ejemplo, hace muy poco á propósito los óvulos del cascajo y casquijo para el revestimiento de los caminos, porque rodando fácilmente sobre sí mismos, y no presentando ángulos que corroer los que están en su rededor, jamas llega á la estabilidad la capa que forman: por otra parte, dejan infinitos intersticios por donde el agua de las lluvias desciende hasta el terreno natural, siendo así que el objeto del firme ó revestimiento, análogo al de un techo sobre un edificio, es evitar aquella infiltracion.

Puede, sin embargo, emplearse una mezcla de arena y arcilla en que empasten los guijarros con lo que se disminuye notablemente su movilidad, mas subsistirá siempre una parte del mal, porque siendo aquellos generalmente fragmentos de

rocas duras que por ello no se han convertido en arenas, y presentando una superficie tersa en virtud de la colision que han sufrido, son incapaces de absorber el agua de que se ha impregnado la pasta, y por consiguiente resulta aquella mas saturada que si todo el volúmen del firme fuese de una materia igualmente absorbente.

La trituracion de las piedras hasta llegar á la dimension de las arenas indica una estructura menos compacta, esto es, capaz de alguna absorcion y de perder sus últimos ángulos mediante una presion enérgica; se presiente, pues, la utilidad que puede dar la mezcla de las arenas en la pasta de un revestimiento, principalmente si es arcillosa la mayor parte de él.

Mas la arena tiene su principal empleo en la fabricacion del cimento ó mezcla, siendo mucho mas á propósito para este objeto la que procede de los detritos silíceos ó volcánicos. Entre los segundos debe hacerse especial mencion de la puzolana, que ya porque obre en virtud de afinidades químicas sobre la cal, como se ha dicho generalmente, y con mas especialidad por Vicat, ó porque solo desempeñe una funcion absorbente, como ha querido Coignet, da siempre á la mezcla calidades análogas á la del cimento romano. Siendo la verdadera puzolana un producto de los paises volcánicos, es evidente la semejanza que debe tener con nuestras arenas, bien que en el color se noten algunas diferencias debidas ordinariamente á la varia proporcion del óxido de fierro.

35.—*Tierras.*—Así como las rocas son por lo comun mezclas de diversas especies mineralógicas, las tierras son compuestas de la trituracion ó descomposicion de diversas rocas á que se han reunido mas ó menos resíduos de sustancias orgánicas, principalmente vegetales: por lo comun hay una especie dominante, y por esto pueden clasificarse las tierras como arcillosas, silíceas, calcáreas, salinas y de mantillo.

Las tierras arcillosas por la parte de alúmina que contienen, presentan el carácter de absorber pronto la humedad á consecuencia de lo cual se adhieren á la lengua; una cantidad pe-

queña de agua no causa en ellas notable modificacion, pues tiende á distribuirse en toda la masa; pero si la dósis es algo mayor y el tránsito de los carruajes produce una especie de batido, resulta una pasta semejante á la de los alfareros, que por una parte embota la accion de los animales de tiro, por otra da lugar al hundimiento y adhesion de las ruedas, y por último, ocasiona baches y desigualdades frecuentes en los caminos que solo pueden quedar á cubierto de aquellos malos efectos cuando se revisten con un firme esmerado. Como en compensacion, presentan estas tierras las ventajas de prestarse fácilmente á las obras de terrasería y de ofrecer una gran resistencia á la compresion si se defienden de la accion del agua.

Las tierras silíceas ó areniscas presentan aun mas facilidad para escavaciones, y los terraplenes que con ella se forman, son capaces de gran presion, pero las corrientes de agua y aun las del aire, corroen pronto su superficie, y exigen por lo comun taludes mas extensos.

Las tierras que presentan una tercera parte de arena por dos de arcilla son tal vez las mejor combinadas para las obras de terrasería; por consiguiente, si las dos primeras materias se hallan á poca distancia pueden mezclarse artificialmente para obtener aquella proporcion.

Las tierras calcáreas tienen siempre una gran cantidad de arcilla, por lo que resulta un compuesto dotado de cierta hidraulicidad, capaz de empastar bien, aunque por otra parte es molesto en el revestimiento de las rutas por el polvo blanco y menudo que produce la corrosion de la superficie.

La tierra llamada vegetal, que suele designarse por su nombre latino, *humus*, ó con el castellano no muy esacto de mantillo, dificilmente se halla pura, y en este caso es una de las peores que pueden tratarse para la confeccion de una vía: sus alternativas de expansion y molicie por la humedad y contraccion por el calor son tan marcadas como en el barro, y se diluye con mas facilidad que éste cuando está saturada de agua; así es que tanto los terraplenes como las excavaciones en los

terrenos de esta clase exigen un ángulo muy deprimido para los taludes.

Mas se llama generalmente tierra vegetal cualquiera de las especies anteriores que tenga mezclada mayor ó menor porcion de *humus*, y en este caso sus caractéres participarán de los peculiares á las materias primeras que la componen, pudiendo aprovecharse la facilidad con que vegetan la grama y otros géneros de plantas, para que los taludes se revistan y queden asegurados en breve tiempo.

36.—*Relacion de un camino con las poblaciones del tránsito y adyacentes.*—Las reglas científicas inducen á buscar la línea recta para llevar por ella la comunicacion y tráfico de un punto á otro, y se ha visto como es necesario algunas veces subordinar este principio general á la configuracion del terreno: pero ademas de los motivos de esta especie para la desviacion de una línea hay otros igualmente poderosos que obligan al mismo resultado, y cuyo origen es social y mercantil. Seria en verdad extravagante hacer describir á un camino entre México y Veracruz una línea extrictamente recta, suponiendo por otra parte que esto fuera posible, y que no se tocara sino casualmente una ú otra poblacion pequeñísima, llevándose á los viageros por lugares desiertos donde no se encontrarian recursos próximos para una eventualidad desgraciada, y privándose de los peajes ó utilidades consiguientes al tráfico inmediato de los grandes centros de poblacion: las comarcas cuyo censo y por consiguiente su comercio son considerables, serán las únicas que puedan erogar las expensas, por una parte de sus caminos particulares, y por otra las de la gran artería entre dos capitales cuya línea pase en las cercanías de la misma comarca.

A pesar del exuberante censo de la Holanda y de la planicie absoluta de su terreno, el ferro carril de Amsterdan á la Haya no va en línea recta, sino que formando un ángulo de unos 50° se dirije primero á Harlem, y de allí pasa á la Haya, pero todavia no rectamente, sino desviándose un poco al

interior para tocar á Leide. El ferro-carril de Roterdam á Utrech se desvía tambien notablemente para tocar á Guda, y el de Orleans á Nantes ofrece dos sinuosidades marcadas para enlazar á Tours y Angers.

En la parte de los Estados-Unidos mas cercana á nosotros se advierten iguales desviaciones para unir las ciudades importantes: la línea de Galvestou á Austin pasa por Houston, donde forma un ángulo de unos 140°, y la que va de Logansport á Monroe forma en Shreueport un ángulo menor que apenas excederá de 110°

Se ve, pues, la necesidad de tomar en cuenta los elementos sociales, y por tanto de reunir los datos mercantiles para juzgar si la utilidad pública ó la de una empresa disculpan un rodeo como los indicados, ó si no sea necesario hacerlo, porque el comercio de la poblacion lateral, baste por sí á formar dos vías directas á los dos puntos principales que en tal caso pueden enlazarse por un camino recto y especial. Queda todavía el recurso en este caso último de formar un ramal que vaya normalmente de la poblacion lateral al punto mas cercano del camino.

La comunicacion directa ó la formacion de un ramal se decidirá teniendo en consideracion la naturaleza de la vía y los presupuestos distintos: un revestimiento costoso como el de un ferro carril en el cual hay ademas que atender al costo de la explotacion relativo á la longitud, hará elegir la suma mas corta de líneas; pero á su vez podrá acaso modificarse ó cambiarse la eleccion, si ella requiere el establecimiento de una estacion adicional, máquinas peculiares para el servicio ó la necesidad de trasbordes que disminuyen ó anulan la economía de conduccion en los ferro carriles.

Si se tratare de caminos comunes cuyo costo no es considerable, es mas sencilla la admision del doble camino ó de un ramal.

Relacion del presupuesto con el tráfico.—La mayor utilidad de las notas que se tomen sobre el comercio entre las diver-

sas poblaciones de una línea, consiste en que por ellas puede estimarse la entrada probable que recibirá un empresario, ó los peajes que deba cobrar un gobierno ó las cantidades que este mismo pueda erogar de otros fondos en favor de poblaciones productoras. En todos estos casos resultará que mientras mayor sea el tráfico pueden ser mayores las expensas que se destinen á la construccion de un camino, y por consiguiente se tendrá una base para limitar ó ampliar un presupuesto ó para pedir y obtener una subvencion.

Una aplicacion numérica mostrará materialmente la relacion entre las ventajas sociales y los costos que se impendan en la mejora de una ruta. Supóngase que el tráfico de un camino capaz de recorrerse en un dia, está representado por 100 cargas, cada una de las cuales equivale por lo comun 184^{Ks} y que este comercio se haga 300 dias del año: supóngase tambien que el mal estado de la ruta exige para el tiro una potencia igual á $\frac{1}{20}$ de la carga trasportada y que para ello se empleen nuestras mulas cuya fuerza se estima en 27^{Ks} para la traccion. El número de animales necesario para este tráfico referido á una sola vez, será $n=\frac{P\times T}{R\times F}$ representándose por P el peso ó carga al dia, T el tiempo en dias, R la resistencia á la traccion y F la potencia de un animal; en el caso supuesto tendremos pues

$$\frac{100\times 184\times 300}{20\times 27}=\frac{5.520.000}{540}=10222 \text{ mulas.}$$

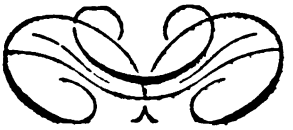
Si la misma ruta se modificara en su revestimiento é inclicacion, de suerte que solo fuese necesario para el tiro $\frac{1}{33}$ del peso total, el número de animales será solamente

$$\frac{5.520.000}{891}=6195 \text{ mulas.}$$

resultará por tanto un ahorro de 4000 animales que bien representan 3000 pesos por el interés de su valor, su manutencion en un dia, y la parte de precios de carros, su reposicion y salario de carreteros, tirando la proporcion de estos costos para un animal.

A fin de que esta cantidad anual represente un capital pequeño, puede computarse el interés del dinero á un diez por ciento, por lo que los 3000 pesos ahorrados representan un capital de 30.000: será por consiguiente ventajoso al comercio erogar hasta 20.000 pesos en la reposicion de tal ruta, que calculada como camino de un dia, es evidente que corresponderá á lo mas á una longitud de 8 leguas.

Cuando la mejora de una línea consista en que resulte mas corta la distancia entre dos puntos, es mas sencillo aun reducir á cantidad pecuniaria la ventaja esperada ú obtenida, pues generalmente una simple proporcion fundada en la relacion de las distancias comparadas dará el precio de la mejora.



CAPITULO III.

DETERMINACION DE LA LINEA.

37.—Uno de los objetos mas difíciles que pueden proponerse á un Ingeniero, segun el Dr. Lardner, es la eleccion de la mejor línea para un camino, porque para ello es necesario reunir diversos conocimientos científicos, y la fácil habitud de aplicarlos. Sin fatigar mucho la atencion puede formarse juicio de un proyecto detallado que presenta ya los elementos, para estimar la calidad de los terrenos que han de tratarse, el tiempo que exigirá la ejecucion de las obras, la aptitud de las construcciones arquitectónicas, el total de los valores que se impenderán, y sobre todo, la seguridad de ser la línea proyectada la mejor posible, lo que es óbvio decidir en vista de los planos topográficos minuciosos. Mas todos estos datos se obtienen cuando por estar ya determinada aquella línea, se procede á su trazo, su nivelacion y topografía; para tal eleccion es pues, indispensable, que una vista segura é inteligente y la experiencia anterior, suplan la falta de los datos cuya adquisicion seria tarda y costosa.

38—*Consideraciones respecto de la rectitud.*—Se ha indicado que apenas es necesaria la ciencia de ingeniero, cuando por no haber obstáculos en la línea recta que une dos puntos, es óbvio su trazo, pero que es de gran utilidad para saber como se vencen los obstáculos cuando se hallan, y hasta qué límites puede llegarse en la deviacion: se tratará, pues, de lo segundo, pues lo primero pertenece á las operaciones de nivelacion y formacion de un proyecto las cuales se describirán despues.

Si se recuerda que apenas difiere del radio el coseno de los ángulos muy pequeños, se conocerá inmediatamente que una

deviacion de pocos grados no puede tener gran influencia en la longitud de una vía, ni por el aumento de costo, ni porque el tráfico se retarde, cuando por otra parte se ha disminuido el valor de construccion y las dificultades de la ruta esquivando un terreno difícil.

Mas la cuestion es complexa porque su decision depende de dos elementos de naturaleza distinta: por un lado se tiene el deber de aproximarse á la perfeccion posible, y por el otro se halla la necesidad de subordinarse á los fondos de construccion. Si en estos cabe la destruccion del obstáculo hasta obtener la rectitud exacta, y la ligerísima inclinacion que se adopte, debe decidirse la línea recta; no siendo así, será preciso dividirla en dos que formen un ángulo sumamente obtuso suavizado por una curva. El aumento de longitud puede estimarse facilmente por la siguiente tabla que da el exceso en longitud de la vía por cada dos grados del ángulo de deviacion.

2º	4º	6º	8º	10º	12º	14º	16º	18º	20º	22º
,001	,002	,006	,010	,015	,022	,031	,040	,051	,064	,078

Supóngase en la fig. 1ª la colina C' impidiendo el trazo de la recta A B, lo que obliga á emplear los dos alineamientos A C, y B C, el primero de los cuales tiene 2000ᵐ de longitud y el segundo 3500, siendo el ángulo en A de 15º y de 8º el formado en B: A C será mayor que A C', 034 × 2000, esto es 68ᵐ y B C mayor que B C', 01 × 3500 = 35ᵐ; el aumento en longitud resulta en 103ᵐ. En un ferro carril la super estructura sola con el valor de durmientes y rieles, importará en los 103ᵐ, mas de 800 pesos á que debe aun añadirse el costo pequeño de su terrasería; por consiguiente si la apertura de la colina no exige gasto mucho mayor, debe procederse á ella, pues se obtendrá la ventaja perpétua del menor costo por reposicion y explotacion.

Pero no sucederá lo mismo en un camino comun de poca anchura donde aquel exceso de longitud representa solo 300

pesos, por ejemplo, la economía en este caso sugerirá la vuelta por C.

La solucion precedente es aplicable cuando la inclinacion longitudinal de A C y C B cabe en los límites del declive adoptado; mas no siendo así, ni pudiéndose reducir la diferencia por medio de una escavacion en el márgen superior y un terraplen en el pié de la cuesta ó colina que se haya encontrado, será forzoso ocurrir al medio de que va á tratarse.

39.—*Zigzags para salvar las grandes inclinaciones.*—Supóngase una subida muy prolongada y pendiente. C D, fig. 5ª, en el alineamiento A B, que su longitud es de 600ᵐ y su declive de 1/10 habiéndose fijado el máximo de la ruta en 1/15. Es evidente que para obtener esta relacion de la altura 60ᵐ que hay entre C y D y la base correspondiente á ella debe ofrecer 900ᵐ la proyeccion horizontal de tal línea, que puede indicarse en el plano, partiendo del punto D hasta E ó mejor situándola á corta distancia D' E'. Si esta línea se descompone en el zigzag CC' C" D se tendrá una suma de líneas igual á D E, y por consiguiente no se alejará el camino mas de lo que es indispensable para reducir la inclinacion al límite dado. Cuando no presente las mejores condiciones el zigzag C C' C" D, puede variarse por C D"' D" D ó subdividirse en mayor número de rectas que naturalmente se encadenarán por medio de curvas.

Basta el procedimiento anterior para los casos en que el borde de la cuesta y su pié sean normales, al menos aproximadamente al alineamiento A B, ó cuando por estar muy distantes estos dos puntos que lo terminan es indiferente traer las dos rectas á cualquier punto poco distante respectivamente de C y D. No llenándose estas condiciones, debe emplearse alguna modificacion en el proyecto del zigzag.

Si la línea recta A C (fig. 6ª) encuentra oblícuamente el borde de la cuesta, y los términos A y B están á gran distancia, puede trazarse la línea C D $= m\ n$ que representa como en el caso anterior la base correspondiente á la inclinacion adopta-

da. Uniéndose los puntos B y D resultará el trazo A C D B, que será el mas corto posible porque si se empleara un zigzag para encadenar los puntos C y E como en el caso anterior, no resultaría en esta parte aumento de longitud, pero sí la línea B E habria sido mayor que B D, supuesto que se alejaria mas de la perpendicular que se tirará desde B al pié de la cuesta.

Cuando por hallarse muy cercanos los términos de la línea A B, fig. 7ª no sea aplicable la resolucion precedente, se procederá de este modo: comiéncese por tirar las líneas A C normal al márgen y B D normal tambien al pié de la colina; á un lado represéntese por *m n* la base que corresponde á la ascension de la colina, si esta línea fuese mayor que la distancia C D se empleará un zigzag para la encadenacion de ambos puntos.

Si C D y *m n* fueren iguales, (fig. 8ª) bastará unir los dos primeros puntos por una línea recta y el trazo A C D B será el mas corto posible: en efecto si en vez de él se adoptara el marcado por A C' D' B se tendria la parte C' D' idéntica á *m n*, pero A C' seria mayor que A C supuesto que se aleja de la perpendicular, y otro tanto sucederia respecto de la línea B D'.

Si se quisiera encadenar por un zigzag el punto C' con E, se habria tambien alargado la línea porque B E se aleja aun mas de la perpendicular B D.

Falta examinar el caso en que la línea *m n* sea mayor que la distancia C D. Para su resolucion trácese (fig. 9ª) A E=*m n*, y tírese una recta de E á B; por el punto D en que la recta corta la línea inferior (ó superior) de la colina, márquese C D igual y paralela á A E, ó lo que es lo mismo á *m n*: la mejor ruta posible en cuanto á longitud será A C D B, lo que se estimará fácilmente porque A E=C D=*m n* no puede disminuirse en virtud de su relacion con la altura, y A C aunque se desvía de la perpendicular, es la línea menos divergente para llegar á la extremidad de C D. En el párrafo anterior se halla la razon por la cual no es oportuno unir por medio de un zigzag los puntos F y G, pertenecientes á la recta A B.

Si ejecutado el trazo indicado resultasen los tramos A C, B D

fuera de las perpendiculares, esto indicará que no es adaptable la solucion que acaba de detallarse y que se debe usar el trazo de las normales unidas por un zigzag.

Trazo sobre dos cuestas separadas por un trecho horizontal. —Comiéncese por delinear sobre el plano ó bosquejo topográfico la línea *m n*, base del plano inclinado correspondiente á una de las subidas, y *p q* referente á la otra cuesta (fig. 10). Si se tira A E paralela á *m n* y de igual longitud, si despues se traza desde E la línea E F paralela é igual á *p q*, y si por último el punto F se encadena con B por medio de una recta, se tendrá en el trazo A E F B la línea mas corta posible por razones análogas á las que se han expresado respecto del caso anterior; pero es evidente que las líneas rectas estarian muy mal sobre el terreno si conservaran aquella posicion, porque la ascension de H hácia F y la que habria en las cercanías de este último punto, resultarian mucho mayores que las calculadas y representadas por *mn* y *p q*; para que queden bien colocadas se describirá desde H hácia G la recta G H paralela é igual á *p q*; desde G se tirará otra línea paralela á B F hasta encontrar el límite D del siguiente declive; desde este último punto márquese C D paralela é igual á A E = *m n*, y por último, tírese la recta C A. La inspeccion de la figura y las razones dadas en los párrafos precedentes convencerán de que la mejor línea posible es la designada por A C D G H B.

La solucion tan general que acaba de darse no es aplicable cuando en la parte horizontal intermedia D G, hubiere un punto que forzosamente deba tocarse, como seria por ejemplo un puente ó la abra de un portezuelo; mas es óbvio conocer que en tal caso en vez de la combinacion complexa del párrafo anterior pueden aplicarse separadamente algunas de las descritas antes.

40.—*Determinacion de la inclinacion transversal.*—Se ha dicho ya (8) que el declive de $\frac{1}{125}$ puede considerarse como lí-

mite mínimo en la direccion longitudinal, y que el máximo puede llegar hasta $\frac{1}{30}$ y hasta $\frac{1}{10}$ en el último extremo y en nuestras comarcos montañosas. La inclinacion trasversal lleva por objeto libertar la ruta de la erosion que naturalmente causarian las aguas al correr á lo largo del camino si solo se hallara inclinado en esa direccion; mas dando á la seccion trasversal de la vía mayor altura en el medio sea porque se forme allí el vértice sumamente obtuso de un triángulo ó porque esté arqueada la superficie del revestimiento, resultará siempre para las lluvias una descarga mas pronta por ambos lados del eje de la vía y se conservará mejor.

Si se supone aquella horizontal en el sentido de su longitud y con cualquier declive á los dos lados de su eje, las aguas correrán formando líneas normales á él; si se supone al contrario una superficie horizontal en el sentido trasverso y en el longitudinal cualquier declive, las aguas en virtud de la gravedad descenderán paralelamente al eje del camino que es lo que trata de evitarse: por consiguiente, cuando una ruta presente las dos inclinaciones, el agua bajará por la diagonal de un rectángulo cuyos lados sean inversamente proporcionales á ambas inlinaciones, (fig. 11). Si es nula la trasversal y por consiguiente infinito el lado del paralelógramo que coincide con el eje del camino, la diagonal esto es, la direccion de las aguas, será paralela á él; si al contrario la inclinacion longitudinal es nula y por ello infinito el lado del parolelógramo normal al eje, la diagonal resultará en ángulo recto con aquel; por último formará un ángulo de 45º cuando ambas inclinaciones sean iguales.

Pero debiendo tratarse de que las aguas no ejerzan su accion sobre la superficie del camino sino en la menor longitud posible, resulta que no presentándose inconveniente especial, debe exceder siempre el declive trasversal al longitudinal de la vía.

En general, puede decirse que la inclinacion trasversa será

tanto menor cuanto mas plana sea la superficie del revestimiento: Mac Adam daba el declive de $\frac{1}{36}$ y aun de $\frac{1}{60}$ en sus mejores caminos: Telford, ha dado $\frac{1}{30}$: un empedrado exije á lo menos $\frac{1}{20}$ y un enlosado bien hecho puede tener solo una inclinacion de $\frac{1}{40}$ ó $\frac{1}{50}$: esta es la relacion adoptada por la Administracion de Puentes y Calzadas en Francia.

Aunque se ha indicado ya, no parece importuno repetir que estas inclinaciones deben subordinarse á la longitudinal, de suerte que esta sea menor y con tal que aquella no se lleve á mucho mas de $\frac{1}{20}$.

Es claro que los denominadores expresados representan la mitad de la anchura del camino y que en general debe darse igual inclinacion hácia ambos lados.

Cuando haya sido abierta una ruta en la falda de una colina ú otro terreno inclinado, y mucho mas cuando la parte exterior del perfil sea un terraplen, debe evitarse allí la corrosion de las aguas; para ello es mas conveniente dar una sola inclinacion trasversal con lo que ademas de conseguirse aquel objeto tambien se aleja un peligro para los carruajes que tenderán siempre á acercarse á la parte menos alta. Solo se llevará en estos casos una cuneta del lado de la escavacion, y se le darán desagües de descarga siempre que sea posible, (fig. 12). Se ha discutido varias veces si la forma arqueada sea mas conveniente que la triangular para la parte superior de un perfil trasverso: se dice respecto de la primera que por el aumento gradual de inclinacion facilita la corriente de las aguas segun se reunen en mayor cantidad, por lo que no es perjudicial el efecto de la horizontalidad que resulta en la parte media: por

otra parte se alega que el exceso de inclinacion en las extremidades de la curva aleja de allí á los carruajes que prefieren constantemente la faja casi horizontal superior, que es cabalmente la mas expuesta á los remansos del agua, estropeándose por ambas causas en muy breve tiempo.

Parece que estas razones son las mas fuertes y que por tanto es preferible la forma triangular, suavizando el vértice con una curva pequeña. Así puede obtenerse una seccion semejante á la de la fig. 13.

Aunque en general debe evitarse la forma indicada en la fig. 14, que presenta el inconveniente de mantener el agua cerca de los puntos mas transitados, se ocurre á ella cuando no se tiene mucha anchura disponible y se quiere economizar el espacio que habian de ocupar las cunetas. Esto puede hacerse en las escavaciones costosas, y al llevar el camino por las calles de alguna poblacion.

Para el servicio de los caminantes á pié se suelen dejar unas banquetas mas altas, llamadas tambien acotamientos, á ambos lados de la calzada entre ella y la cuneta respectiva. Esta disposicion exige un número considerable de desagües para que las lluvias caidas en el camino principal, descarguen en las cunetas: la afluencia de agua á la boca de los desagües hace que allí se conserve mas la humedad, lo cual, uniéndose al tránsito de los carruajes, degrada pronta y profundamente aquellas partes; así no es raro que á poco tiempo el terreno resulte allí mas bajo que el umbral del desagüe respectivo y que por lo mismo se tengan incesantes baches. Por esa razon han comenzado á proscribirse en Europa, obteniéndose un segundo beneficio por ser menos costosa la construccion de un camino sin tales acotamientos.

41.—*Anchura del camino.*—Si se supone una vía cuya latitud sea apenas mayor que la longitud del eje de los carruajes, resultará que para evitar el peligro de caer en las cunetas, las ruedas pasarán siempre por unas mismas líneas, y por lo mismo sobrevendrá allí una degradacion contínua, mientras que

la faja intermedia no recibirá jamas igual presion. Por otra parte es necesario que en cualquier punto del camino puedan cruzarse dos carruajes para lo cual es precisó la mínima anchura de 6^m.

Mr. Regnault quiere que se derive de una fórmula aquella dimension de la vía y toma como elementos el espacio de $2^m,75$ necesario para un carruaje, L una latitud reconocida como bastante para el tráfico de un número sabido tambien de carruajes, n un número que exprese la relacion del tráfico en la vía proyectada, respecto de la conocida y x la anchura que se trata de fijar. Supone, pues, la igualdad:

$$x - 2^m,75 = n\,(L - 2^m,75),$$

de donde se deriva

$$x = L\,n - 2^m,75\,(n - 1).$$

Esta fórmula no es aplicable sino para los casos en que el resultado excede de 6^m porque es evidente que mientras no se llegue al duplo de la faja que un carruaje ocupe, no pueden cruzarse dos, entre los cuales debe todavía suponerse un espacio libre para alejar todo peligro de un choque.

Por la misma consideracion cuando un camino excede de la anchura precisa para que dos carruajes se crucen, se trata de que llegue de una vez á la dimension indispensable para el paso de tres carruajes. Por esto, á pesar de ser verdaderamente analítica la fórmula precedente, se prefiere hacer variar la anchura de los caminos en cierta progresión relativa á determinadas categorías de su tráfico.

En Francia se han tratado de establecer las clases y dimensiones siguientes:

clases.	cuneta.	acotam.	calzada.	anch. tot. entre los fosos.
1ª	2m	6m,67	6m,67	20m,
2ª	2,	3,	6,	12,
3ª	1,50	2,50	5,	10,
4ª	1,	1,50	5,	8,

En la primera clase se incluyen las rutas que parten de la capital para las ciudades principales de los paises extrangeros; en la segunda las que partiendo del mismo centro, terminan en las capitales de los departamentos; la tercera clase abraza los caminos que unen estas capitales entre sí ó con las grandes ciudades, y la cuarta, en fin, comprende las líneas inferiores que encadenan puntos muy cercanos.

La anchura correspondiente á los caminos de la tercera, es bastante para nuestro comercio, sobre todo cuando por no disponerse acotamientos, la calzada y el espacio reservado para aquellos forman un mismo plano por el cual pueden andar indistintamente los carruajes: solo se exceptuarian las avenidas de las grandes ciudades, pues allí será necesario mayor amplitud para el fácil movimiento del tráfico con las inmediaciones.

El hacinamiento de poblacion que presentan las grandes ciudades de Inglaterra ha motivado la designacion de 20 yardas para la anchura de sus avenidas; en los caminos secundarios destinados á carruajes, aquella medida solo se lleva á 20 piés. El camino modelo construido por Telford en Holyhead, presenta generalmente 32 piés en los terrenos tendidos; 28 cuando hay una escavacion lateral menor de 3 piés de hondura, y 22 piés si han sido mayores las escavaciones por el declive fuerte del terreno.

En las partes curvas de una ruta debe aumentarse la anchura, á causa de la mayor dificultad que allí se presenta para guiar á los animales y neutralizar la fuerza centrífuga de los

vehículos: mientras menor sea el radio del arco y mayor el número de grados que contenga, debe aumentarse mas la anchura, siendo conveniente duplicarla cuando el ángulo es recto, y el radio no excede de 20^{m}.

Las figuras 13 y 15 exhiben la forma de una ruta segun la seccion trasversal, refiriéndose la primera de ellas á un terraplen ligero y la segunda á una escavacion; en la parte media se nota la calzada propiamente dicha, cuyo revestimiento debe ser esmerado; sigue á ambos lados continuando el plano de la calzada, una parte que puede ser de tierra mas ó menos modificada por la adicion de arena, cascajo, &c., la cual en las estaciones secas será preferida por los viajeros y los animales; despues del talud que dependerá de la naturaleza de las tierras, se vé una berma ó banqueta, conveniente para asegurar el pié de los taludes y algunas veces para facilitar el tránsito; en ella es oportuno plantar árboles si el camino no se hallare al pié oriental de nuestra gran cordillera, donde hay siempre un exceso de humedad por condensarse allí la que diariamente traen los vientos alisios. Se marcan en seguida los fosos ó cunetas cuya anchura superior es á propósito llevar hasta 2^{m}5 para cierta seguridad del camino, dándose á los taludes el declive de 45° y 1^{m} de hondura, resultando así ^{m}5 para la base inferior.

En la fig. 15, perfil de una escavacion, están naturalmente suprimidas las banquetas; los taludes supuestos á 45° y se han indicado los desagües F f que deben disponerse siempre que sea posible, porque en esta especie de obras la accion de las lluvias es mas trascedental que en los terraplenes. A este mismo fin se dirije la apertura de la zanja D en la parte alta del terreno, y que debe trazarse casi paralelamente al camino y á la menor distancia posible, teniendo por otro lado en consideracion la estabilidad del talud inmediato.

A pesar de los inconvenientes que presentan los acotamientos en un camino, se han puesto en la fig. 16 para los casos en que puedan juzgarse útiles.

CAPITULO IV.

TRAZO O LOCACION DE LA VIA.

Demarcacion de las líneas rectas en el terreno.—Puede procederse á esta operacion por dos sistemas distintos, uno de los cuales consiste en llevar una direccion dada con la aguja magnética, y el otro en conducir el alineamiento materialmente por la comparacion con puntos designados. Para lo primero basta tener el punto de partida y el ángulo que haya de formar el alineamiento con el meridiano magnético; para lo segundo se necesitan al menos dos puntos, y cuando se exija una precision extrema, un anteojo capaz de girar en un plano vertical hasta 180° ó que se halle sobre un limbo horizontal que pueda recorrer angularmente los mismos 180°.

Antes de pasar adelante parece oportuno indicar la conveniencia de medir las líneas con cierta gran unidad constante, que ni por su pequeñez retarde la operacion, ni por su magnitud exija repetidas veces proceder por fracciones. Para los caminos y canales basta una cadena de 25^{m} que con una ficha para la repeticion, dará estaciones de 50^{m}, número cómodo para la estimacion de las cubaturas y para la reduccion kilométrica de las distancias.

En los ferrocarriles resultaria muy grande aquella unidad, siendo mas á propósito la de 20 ó 30^{m}, con cualquiera de las cuales pueden trazarse curvas fácilmente, y demarcarse bastante las ondulaciones del terreno.

Cuando se emplea la aguja en el trazo de una recta, hay peligro de desviar la direccion, tanto por la variacion diurna del instrumento, como porque es imposible precisar la fraccion de grado ó el grado mismo que exprese la direccion.

El alineamiento sin brújula exige la designacion del punto

de partida y de otro donde deba concluir ó por donde deba pasar la recta. Si este puede ser visado desde el primero, es necesario situarse en él, y fijado el anteojo sobre el segundo punto, se hacen poner las señales intermedias que se quieran y que deban colocarse de modo que coincidan con el hilo vertical de la retícula. Cuando la potencia del anteojo no baste para percibir distintamente, se trasladará el instrumento al último punto fijado, y visando desde allí el término á que ha de llevarse la línea, y puesto el anteojo inmóvil, se procederá á la demarcacion de una nueva série de puntos intermedios como antes se habia hecho: con iguales operaciones puede avanzarse hasta llegar al término final.

Mas si los dos extremos de la línea están divididos por algun obstáculo que impida ver al uno desde el otro, deberá fijarse un tercero intermedio, lo que es fácil cuando el obstáculo es una colina ú otra altura accesible: en este caso es indispensable un anteojo capaz de giracion vertical ó montado sobre un disco que pueda recorrer horizontalmente dos ángulos rectos, y debe comenzarse por situarlo en un punto que prudencialmente parezca perteneciente á la línea recta; sin embargo, seria muy casual el acierto, mas una observacion allí indicará fácilmente la nueva colocacion que haya de darse al instrumento: obtenido así un punto intermedio visible desde ambos extremos se procederá como en el primer caso.

Cuando el obstáculo se hallase despues de fijada parte de la línea, y fuere de tal naturaleza que sea imposible subir á él como sucederá por ejemplo en un bosque, será necesario describir en el terreno una figura de fácil estimacion angular, para volver á situarse en el alineamiento. Supóngase el bosque M, interrumpiendo una recta A B (fig. 17); llegándose á C pueden medirse allí 120° hácia D; en este punto 60° grados hácia E, y tenderse la línea D E igual á C D: si en C se forma sobre E D un ángulo de 120°, resultará por las propiedades conocidas del triángulo equilátero, 1° que C E es igual á C D ó D E, y 2° que el punto E estará en la línea B A.

La formacion de este triángulo podria exigir un gran desvío y la medida de líneas prolongadas; en tal eventualidad seria mas breve formar en C un ángulo muy agudo E C M, en M sobre M C otro=180°—2 E C M, y despues de medir ME=M C, formar sobre E M un ángulo =180°—E C M.

Podria tambien formarse en C hácia F un ángulo de 90°, otro igual en F hácia G, lo mismo en G en la direccion E, y allí finalmente sobre la línea E G, con lo que se tendrá la direccion C B si la líneas G E y F E han sido iguales, resultando tambien en este caso que la línea F G es igual á C E.

El primer procedimiento es mas sencillo, pues solo habrá exigido la medida de dos líneas y tres ángulos, mientras que en el segundo es indispensable medir cuatro ángulos y tres líneas.

Algunas veces desciende un alineamiento de suerte que aunque desde el punto de partida se haya descubierto el término final, en adelante se hace invisible; entonces es preciso poner el instrumento sobre la última de las señales establecidas, visar hácia atras y hacer girar el anteojo verticalmente, ó el disco superior ó alidada del instrumento hasta 180°, y se hallará el eje del anteojo en la prolongacion de la recta que se traía.

A veces para un objeto muy secundario se hace indispensable un reconocimiento mas pronto aunque menos preciso y entonces bastará ejecutar sin instrumento operaciones análogas á las descritas. Una persona de vista perspicaz puede, sin anteojo, estimar cuando esté en la direccion de un objeto distante alguna bandera ó señal que lleve quien se encargue de la extremidad anterior de la cadena de medida.

Para fijar un punto intermedio sin instrumentos, serán necesarias dos personas á fin de que colocándose una en C y otra en D (fig. 18) se pongan frente á frente, y cada cual vea si su compañero se halla en la direccion del término que queda de su lado: dificilmente se hallarán desde el principio en la línea requerida, pero en virtud de señales fáciles y breves modifica-

rán su posicion hasta situarse con diferencia de pocos centímetros en el alineamiento A B que se pretende.

Hay un instrumento sencillísimo para que una persona sola pueda situarse en cualquier punto de una recta cuyos extremos le sean visibles: consiste en tres tubos que formen dos ángulos rectos, teniendo libre la comunicacion interior y una distancia de 10 centímetros entre los ejes de los dos tubos extremos. Colocándose en los ángulos dos espejos A y B, (fig. 18, bis.) que formen entre sí un ángulo recto diedro, y quitando á la parte inferior del espejo el mercurio como en un sextante, se verá por la parte ocular O directamente, y por la abertura A' el término que se halla al frente y el que está atras, por dos refracciones; así puede hallarse un punto de un alineamiento con una paralaje pequeñísima, que podrá evitarse si en vez de poner horizontal el tubo principal, se emplea verticalmente para que el rayo visual del término posterior pase sobre la cabeza del observador: á este fin será necesario dar una distancia de 20 centímetros á los ejes de los otros tubos.

Para el caso especial del trazo de una línea inclinada ó aun horizontal, hay un procedimiento sencillo adaptable á los caminos comunes y que ofrece bastante aproximacion para los ferro carriles, al menos á fin de marcar la línea de los desmontes. La fig. 19 da una idea del método y de las circunstancias locales en que puede ser aplicado, esto es, en una cañada ó valle estrecho, ó cuando pueda contarse con puntos altos frente á una colina ó contrafuerte donde haya de hacerse el trazo.

Consiste el procedimiento en colocar el limbo del nivel ó anteojo que se emplee segun la inclinacion que debe darse al trazo, pero de modo que solo el diámetro paralelo á él presente igual oblicuidad, y á nivel sensiblemente el que lo corte en ángulo recto: se concibe llanamente que los puntos A y B de la línea y el O de la observacion se encuentran en el mismo plano y que al hacer girar el anteojo de A hácia B, la visual marcará en el terreno intermedio aquellos puntos que ofrezcan la as-

cension gradual correspondiente á $a \div l$. Se suponen préviamente designados A y B, y antes de usar el instrumento se verificará si el declive de su limbo es tal que moviendo el anteojo se vean en la intercesion de la cruceta las señales de mira que en ambos lugares se hayan puesto á una altura próximamente igual á la del instrumento sobre el terreno, esto es á 1^m3.

Si verificada la doble coincidencia y segun se avanzare el anteojo, un porta-mira marcha de A hácia B, deteniéndose á intervalos conocidos y presentando la placa de mira que debe fijarse invariablemente en el estadal á la altura del instrumento, un observador en O examinará si resulta la coincidencia, ó indicará si debe subir ó bajar el porta-mira hasta obtener la posicion conveniente. Terminada allí la operacion se pasará el instrumento á O' para repetir la demarcacion del tramo B C.

Cuando en vez de estar designados los puntos A y B solo uno lo estuviere y ademas conocida la inclinacion que deba llevarse, se dará al instrumento ésta misma por medio de su arco vertical. Se notará que para este caso es indispensable un instrumento que tenga esta pieza accesoria.

Delineacion de las curvas.—Las que mas comunmente se emplean son las circulares que pueden ser *simples*, cuando no varía su radio; *compuestas*, cuando se usan sucesivamente dos radios distintos; *inversas* ó *revueltas* si habiendo estado el centro de una parte hácia la derecha, por ejemplo, despues se emplea otro arco cuyo centro se halle á la izquierda y que tenga el mismo ó diverso radio: pueden describirse ademas curvas *parabólicas* que algunos ingenieros franceses prefieren á las circulares en los ferro carriles, por ser mas gradual la transicion de la recta á la curva, y al contrario, pero que no se usan en las vías férreas inglesas y americanas porque las diferencias de curvaturas en una parábola, exigen diversas velocidades del tren para neutralizar la fuerza centrífuga.

Para estimar la razon de las operaciones que van á deta-

Hirse, es necesario recordar algunos teoremas geométricos, é indicar la nomenclatura que se emplea en los ferro carriles al tratarse de las curvas: los teoremas son los siguientes:

1º La tangente á un círculo es perpendicular al radio que termina en el punto de contacto.

2º Dos tangentes tiradas sobre un círculo (fig. 20) A I, B I desde cualquier punto J, son iguales y los ángulos que forman con la cuerda que une los puntos de contacto son iguales: tambien así: X C A=X A E en la fig. 21.

3º Un ángulo agudo formado por la tangente sobre una cuerda es igual á la mitad del ángulo central subtendido por la misma cuerda; esto es: X A E=½ A C E.

4º El ángulo subtendido por una cuerda y con el vértice en la circunferencia, es igual á la mitad del ángulo central limitado por la misma cuerda: por consiguiente en la fig. 20 E A F=½ E C F.

5º Dos cuerdas iguales corresponden á ángulos iguales, sea en el centro del círculo ó en la circunferencia, y por tanto siendo iguales las cuerdas D E, E F son tambien iguales los ángulos D C E, E C F y por otra parte lo son tambien D A E, E A F cuyo vértice está en la circunferencia.

6º El ángulo exterior formado por la interseccion de dos tangentes es igual al ángulo del centro, subtendido por la cuerda que une los dos puntos tangenciales: en efecto Y X E=180º—A X E=A C E, en la fig. 21.

El ángulo formado por una cuerda, y la prolongacion de otra cuerda igual, esto es H B C fig. 21 se llama ángulo de deflexion y la pequeña línea H C, distancia de deflexion. El ángulo formado por la cuerda y su tangente B A G se llama ángulo tangencial y es=½ del ángulo de deflexion: la línea G B es conocida con el nombre de distancia tangencial, que cuando se trata de cuerdas pequeñas es sensiblemente=½ de la distancia de deflexion.

Los ingenieros americanos llaman *grado de curvatura*, y acaso sería menos anfibológico dar el nombre de *unidad de cur-*

vatura, al ángulo central correspondiente á la cuerda que da la distancia de una estacion; así cuando se trata de distribuir un arco de 25° en ocho estaciones aproximadamente, se elijen 3° para *unidad de curvatura*, quedando de este modo fijada una cantidad cómoda para las operaciones numéricas que deben ejecutarse al delinear el arco en el terreno.

Curvas circulares.—Los datos que se tienen mas comunmente para describirlas son las direcciones magnéticas de los dos alineamientos que deben encadenarse, ó su trazo material que permite tomar el ángulo de su interseccion. Supóngase, por ejemplo, una recta cuya direccion es de 80° N E que deba enlazarse con el alineamiento siguiente de 70° S E la interseccion que estas dos líneas formen es de 30° esto es, la suma de los complementos de ambas graduaciones.

Si en vez de tener los rumbos se contara con las líneas trazadas en el terreno, deberia tomarse su interseccion, fijando dos señales distantes en cada una de las rectas para buscar materialmente el punto en que se cortan, y medir allí el ángulo que forman entre sí: la inspeccion de la fig. 21 basta para conocer que el suplemento de aquel ángulo es igual al formado en el centro y correspondiente al arco de encadenacion.

Con este elemento no podria aun trazarse la curva, pues el mismo ángulo A C B en la fig. 20 puede corresponder á otro arco de radio menor A'' C' B'': para proceder á las operaciones preliminares será necesario elegir un radio, ó lo que equivale á lo mismo por ser funcion de él, la tangente A I = B I pues se sabe que el conocimiento de una de estas líneas trigonométricas conduce al de la otra; se podrá entonces hacer materialmente sobre el terreno la medida de ambas tangentes y se tendrán los dos puntos en que ha de comenzar y acabar la curva que suelen designarse con las iniciales P C, esto es, *punto de curvatura* al empezarla, y P T *punto tangencial* ó *terminal*, aquel en que haya de concluirse, sirviéndole allí de tangente el segundo alineamiento.

Si al tomar el ángulo de interseccion I, se ha elejido ya el

rádio podrá tambien fijarse desde allí el punto O de la secante, midiéndose sobre la línea I O en la direccion de la bisectriz del ángulo A I B, con lo que se tendrá un punto de comparacion al efectuar el trazo.

Habrá cierta ventaja en elejir la tangente A I de modo que A fuese un principio de estacion, mas esto es de poco interés, pues si se salva una fraccion en los cálculos del principio no podrá suceder otro tanto al fin, y ademas por tal procedimiento queda subordinado el ingeniero á emplear ángulos muy fraccionarios para trazar la curva.

Trazo de una curva por cuerdas.—Se ha recordado que el ángulo I A D es la mitad del ángulo D C A, esto es, que el ángulo en la circunferencia es la mitad del central medido por la misma cuerda ú otra de igual longitud. Por consiguiente si elegida una cuerda constante A D que puede ser la cadena que sirve de medida, se computa el ángulo central que le corresponde D C A puede óbviamente derivarse el ángulo I A D, y midiéndose en esta direccion la cuerda A D se tendrá fijado el punto D perteneciente á la curva.

Supóngase que puesto el goniómetro en A con el nonio en 180°, se ha visado hácia el alineamiento A A'. Haciéndose girar el limbo superior del instrumento por 180° el nonio marcará O, y el anteojo estará en la direccion A I: supóngase tambien que á una cuerda de 30 metros corresponde el ángulo central de 48′, el ángulo I A D será por consiguiente de 24′ y medidos 30ᵐ en la direccion marcada por este ángulo resultará fijado el punto D. Duplicado aquel ángulo, esto es, tomando 48′ sobre el cero ó A I, el anteojo estará en la direccion A E, y el punto E quedará fijado tendiendo la cadena desde D, y haciendo mover su extremidad avanzada hasta que se halle en la direccion precisada por la cruceta del anteojo. Continúandose el mismo procedimiento, esto es, añadiendo al ángulo formado sobre A I otros 24′ se obtendria el ángulo absoluto de 1° 12′. y el anteojo marcará la direccion A F; partiendo de E con la cadena se formará la intercesion F, punto de la circunferencia,

Así pueden fijarse varios cuya exactitud dependerá de la del instrumento, de que la cadena resulte bien tendida y delicadamente marcados los puntos de las intersecciones. A este fin es oportuno designarlos por clavos pequeños que se pongan sobre la estaca de estacion despues de fijada.

Este método resulta defectuoso cuando ya no es muy agudo el ángulo formado por la estremidad de la cadena y la visual del anteojo, pero mientras no exeda mucho de 5º, el procedimiento es tan esacto como cualquiera otro y tiene la inmensa ventaja de la prontitud.

Debe, pues, cambiarse el lugar de observacion cuando se han llegado á fijar unos seis puntos si el grado ó unidad de curvatura es pequeño (1º), y cuatro á lo mas en graduaciones fuertes (3º). Es por consiguiente forzoso indicar el modo de encontrar la tangente en el último punto fijado, pues se ha visto que esta línea es la de partida para los ángulos de deviacion, bien que puede procederse mas sencillamente fijando la cuerda inmediata.

El ángulo E F G que forma la última cuerda con la primera que habrá de seguir es fácil de derivar supuesto que los triángulos E C F, F C G son isósceles y que se conocen los ángulos centrales; por tanto el ángulo E F G será 180º—E C F y el ángulo esterior que formen las mismas cuerdas=180+E C F; el ángulo que forma la cuerda E F con la tangente será pues ½ F C E, así es que poniendo el nonio en 180 menos un ángulo igual á ½ F C E, y haciendo girar el anteojo hasta E estará el 0º en la tangente y podrán por lo mismo repetirse las operaciones como en el primer periodo, ó procediendo mas simplemente si solo se fija la cuerda siguiente formando con la última anterior el ángulo 180—F C E.

Hay, sin embargo, un método mas sencillo para ponerse en la tangente, que consiste en situar el instrumento en la nueva estacion sin haber tocado la graduacion á que se habia llegado, volver el anteojo al punto de observacion precedente, haciendo uso del movimiento general ó inferior del instrumento,

fijándolo cuando la visual esté bien precisada, volver entonces el anteojo hácia adelante y duplicar la graduacion en que estaba el nonio: esta marcha conduce á la prueba final de la operacion como se verá despues.

Es fácil estimar la razon del procedimiento descrito, pues si en A (fig. 21), se hace girar verticalmente el anteojo que ha servido para fijar el punto E, resultará la visual hácia Z quedando el eje del anteojo en la línea Z T; mas la coincidencia con ella será la misma si el instrumento se lleva á E, y allí se verifica la inversion de que acaba de hallarse; por consiguiente, la línea 0º—180º del limbo, se hallará en P Q paralela á A X y el 0 del nonio en la direccion A T; pero éste, ó lo que es lo mismo, el eje del anteojo debe avanzar hasta la tangente X U, luego debe aun recorrerse el ángulo T E U = X E A, su opuesto al vértice = X A E, pues ambos están formados por las tangentes á las dos estremidades de una cuerda: se ve, pues, la razon de duplicar este último ángulo.

Lo mas comun en el trazo de curvas es que para concluirlas intervenga una fraccion de la cadena que se ha usado como unidad; es claro que será proporcional al pequeño ángulo que falte y que se deriva comparando la suma de ángulos que se han recorrido con el arco total de la curva. Como las subdivisiones de un arco muy pequeño dan cuerdas parciales cuya suma es sensiblemente igual á la cuerda de todo el arco, basta hacer uso de la proporcion.

Unid. curv : cadena : ang. restante : x

Así se encontrará la fraccion de la cadena que debe emplearse para la fijacion del último punto B de la curva en la fig. 20.

Puede comprobarse de varios modos la exactitud de la operacion: 1º si se han medido las tángentes trigonométricas partiendo del punto de interseccion I, el último de la curva debiera coincidir con él, ó en la práctica hallarse á pocos centímetros de distancia: 2º cuando acompaña al goniómetro una aguja magnética, debe marcar allí y hácia B una lectura igual á la del alineamiento de donde se partió mas el ángulo central:

3º si desde P T es visible P C el ángulo que está visual forme con el alineamiento á que se ha llegado debe ser

$$= 90^{\circ} + \frac{180 - ang.\ cent.}{2}$$

para lo que en vez de demostracion basta la inspeccion de la fig. 21: por último 4º llegándose á P T y duplicándose allí la lectura angular á que se habia llegado en el instrumento, el anteojo resultará coincidiendo con el nuevo alineamiento que se trataba de enlazar.

La misma proporcion que debe emplearse para estimar al fin de la curva el ángulo correspondiente á una fraccion de estacion se adoptará tambien para calcular la fraccion inicial que frecuentemente resulta.

La aplicacion de todo lo expuesto será muy fácil examinando el siguiente ejemplo que manifiesta la marcha de las operaciones.

Supóngase el ángulo A I B de 164º 25'; el suplemento y por consiguiente el ángulo central A C B será de 15º 35'; supóngase por otra parte que se adopta un ángulo de 2º para que corresponda á la cadena que se emplea como unidad y que estimaremos de 20ᵐ, el radio correspondiente será =573ᵐ. Con este dato puede encontrarse la tangente A I ó I B pues cualquiera de ellas es = Tang. ½ A C B × Rad. por consiguiente, en el caso = 78ᵐ, 41; es necesario tambien para que este ejemplo tenga todas las aplicaciones, suponer que se debe comenzar con una fraccion de cadena, y por consiguiente con una angular porque la última marca de estacion se halle en A' á 5ᵐ del término de la tangente; es claro que el fin de la estacion siguiente se hallará á los 15ᵐ adelante del P C y que á esta cuerda fraccionaria corresponderá un ángulo central de 1º 30'; por último, propóngase cambiar la estacion de observacion cuando se haya llegado al cuarto punto de la curva.

Se computará préviamente que habiendo de recorrerse un

arco de 15º 35' por cuerdas de á 2º, deberán fijarse 7 estaciones y ademas una fraccion =15^m 83; mas como el primer tramo de la curva solo será de 15^m se hace indispensable computar el ángulo pequeñísimo correspondiente á la fraccion restante y habrán de marcarse los 7 puntos dichos y los dos de las fracciones inicial y final.

Arreglado el instrumento sobre el P C, puesto el 0 y el anteojo en el alineamiento y dando por sentado que A' fué la estacion 541 se fijará la 542 con la deviacion de 45' y el cómputo puede llevarse así:

est.		ang. tang. =1º				
Lug. de obs.	541 +5^m	=P C	Lec. del ins.		Duplic.	
	542	45'		45		
	543	1º	1º	45		
	544	1º	2	45		
Cambio.	545	1º	3	45	7º	30'
	546	1º	8	30		
	547	1º	9	30		
	548	1º	10	30		
	549	1º	11	30		
	+^{m},83	2',5.	11	32,5	23	05
					15º	35'

Si en el punto últimamente fijado, esto es, la estacion 549 +^{m}, 83 se arregla el instrumento visando al punto de la observacion anterior que fué la estacion 545, si despues de esto se duplica la graduacion que se traía =11º 32',5 y de la cantidad que resulta =23º-05' se resta la tangente anterior =7º 30', se obtendrá la cantidad de 15º 35' igual al ángulo central, lo que comprueba la exactitud de la operacion y llevado el nonio á esta graduacion, resultará el anteojo en el segundo alineamiento sensiblemente.

Este método empleado en Inglaterra y Norte-América para

el trazo de curvas en los ferro carriles, es el mas expedito y de bastante seguridad, si se emplea un goniómetro de gran limbo en que se obtengan ángulos por lo menos de 1' en 1'. La corta diferencia que resulta en los arcos de muchas cuerdas ó estaciones se corrige fácilmente distribuyéndola en proporcion simple segun el número de estaciones, haciendo la dislocacion de las señales segun el ángulo magnético que se observe en la línea de mayor distancia: si hubiera resultado por ejemplo una de 10 centímetros con direccion 42º N O porque la curva se hubiese inclinado al interior se corregirán las posiciones volviendo atras y llevando hácia afuera las señales de cada estacion por, 087, 075, 062, &c. Bastando este método para los ferro-carriles, es evidente que no se necesita otro para los caminos comunes y canales (fig. 22).

Método de las distancias de deflexion.—La inspeccion de la fig. 23 demuestra que prolongando la cuerda A B por una longitud B H, igual á la que ella ocupa, la cuerda siguiente H C formará con ella un ángulo igual al que á la misma cuerda corresponde en el centro del círculo y que este ángulo puede obtenerse midiendo desde la estremidad H la pequeña línea H C, esto es, la distancia de deflexion que en los arcos muy pequeños es sensiblemente la diferencia de la secante al radio. La precision de una curva trazada por este método depende del perfecto alineamiento de la cuerda y su prolongacion y de la exacta igualdad entre ambas medidas. Se ve, pues, la necesidad de situar con todo esmero el centro del instrumento sobre el de la estacion ó punto fijado de la curva, y la de emplear cuatro auxiliares con dos cadenas para que las intersecciones resulten bien trazadas; es por consiguiente sistema tardío y delicado, aunque dispensa de todo cálculo, pues basta ver en una tabla la distancia de deflexion que corresponde al ángulo elegido; su uso, pues, parece mas oportuno en los caminos comunes donde sin inconveniente pueden emplearse grandes cuerdas.

Debe tenerse presente al practicar este método que como la

primer distancia no se toma desde la estremidad de la prolongacion de alguna cuerda anterior sino desde la tangente, que es la bisectriz del ángulo de deflexion, la distancia G B que se tomará es la que se designa con el nombre de tangencial=½ distancia de deflexion.

Las fracciones angulares pueden en rigor tomarse proporcionales á la fraccion de cuerda, mas hay el peligro de fijar con alguna vaguedad la prolongacion de la misma cuerda cuando es ella muy pequeña. Será mas conveniente entonces partir de P C con estacion completa, afrontando solo la fraccion final y despues volver á marcar las señales de estacion continuando la numeracion del alineamiento. Apenas es necesario advertir que en este procedimiento como en todos los demas, es indispensable conocer el ángulo de intersecion I, así como las tangentes, para fijar el lugar de P C y P T.

Trazo de una curva por los senos versos.—Supónganse fijados dos puntos de una curva A B (fig. 24) y que desde B se mide hácia B'' una pequeña distancia que represente el seno verso correspondiente al arco A B; si puesta en B'' una señal un observador se coloca en A y al mismo tiempo se mide una cuerda de B hácia C hasta que la estremidad anterior de la cadena se halle en la direccion A B'', resultará fijado el punto C. Midiendo entonces el mismo seno verso CC' y situándose el observador en B, se tenderá la cuerda C D, y por la intersecion de su estremidad D con la visual B C' quedará designado D: en seguida se medirá el seno verso D D' y se repetirá igual observacion en C, procediéndose hasta donde se quiera. Empleando este método no se necesita ningun instrumento para medida angular, bastando computar el seno verso correspondiente á la unidad de curvatura lo que es fácil advirtiendo que

$$\text{sen. vers.} = \frac{\textit{cuerda} \times \frac{1}{2}\ \textit{sen. unidad curv.}}{\textit{radio tabular}}$$

Supuesto que;

$$\textit{rad.} : \textit{sen.}\ B\,A\,B' :: A\,B : BB'.$$

Pero puede omitirse tal cálculo porque el seno verso es sensiblemente igual á la distancia tangencial $=\frac{1}{2}$ *distancia de deflexion* correspondiente á la unidad de curvatura que se encontrará en las tablas insertas mas adelante.

El procedimiento varía naturalmente para fijar el punto en que haya de terminar la primer cuerda de la curva: para esto en el principio de ella, esto es, en P C, representado por A en la figura, se medirá la distancia $A\ A^2 = \frac{1}{2}$ del seno verso, y colocándose el observador en O se dirijirá la visual en la direccion O A^2 porque se tiene sensiblemente,

$$O\ B^1 : B^1\ B :: O\ A : A\ A^2.$$

Método de tangentes y subtangentes.—Este es el sistema mas usado en Francia y quedará bastante comprendido al examinar la fig. 25: luego se notará la multitud de operaciones trigonométricas que es necesario ejecutar para obtener sucsesivamente las distancias y ángulos que corresponden á los puntos H, O, G, y despues á I, N, J, que son iguales á K M, y L; mas estos cómputos no presentan gran trabajo y serian de poca consecuencia, si no exigieran en el terreno multitud de operaciones frecuentemente difíciles, por los bosques y sembrados que es necesario talar, ó mas aun porque trazándose generalmente las curvas en las cercanías de las poblaciones, los edificios impiden la demarcacion de las muchas líneas que son necesarias.

Acaso el procedimiento menos embarazoso sea el de marcar la interseccion O del arco y la secante, y estimar entonces las tangentes secundarias ó subtangentes.

$$K\ O = O\ J = A\ L = I\ B = \text{tang.}\ \frac{\text{ang. cent.}}{8}$$

Así podrán fijarse los puntos L, K, J, I, empleando en O la medida de los ángulos rectos á ambos lados de la secante, y en seguida se demarcarán sin dificultad los puntos intermedios M y N en los alineamientos L K y J I.

Calculándose despues la tangente

$$A'A' = ML \ldots = \text{tang.} \frac{ACG}{4}$$

se obtendrian los nuevos alineamientos A' L' ...., y su medio daria los puntos M' .... con lo cual se conocerian ya siete de la curva. Si en A' L', ... se mide la diferencia de la secante al radio, pueden fijarse esos puntos mas.

En todo lo dicho se ha supuesto que el ángulo de interseccion I puede tomarse directamente; es oportuno por lo mismo indicar el modo de sustituir la observacion directa cuando no puede verificarse. En la fig. 26 se advierte la imposibilidad de tomar el ángulo en I, pero puede medirse la recta A B y los ángulos B' B A y A' A B; los suplementos de estos ángulos y la línea medida bastan para obtener trigonométricamente los demas elementos del triángulo I A B esto es, las líneas que servirán para el cómputo de las tangentes y el ángulo de interseccion que se desea.

45.—*Curvas compuestas.*—Los métodos precedentes sirven para trazar arcos de cualquier unidad de curvatura; y como una compuesta no es mas que la union de dos arcos de diverso radio, es evidente que pueden trazarse arreglándose á lo expuesto hasta aquí, siendo de notar solamente que al concluir el primer arco, debe fijarse su tangente en aquel punto, de un modo provisional, y entónces proceder desde ella considerando el arco siguiente como una curva comun que comienza en aquella estacion.

El contacto de ambos arcos se designa con las letras P. C. C. iniciales de *punto de curvatura compuesta.*

46.—*Curvas inversas.*—Lo mismo que acaba de decirse de las compuestas debe aplicarse á las inversas, esto es, que concluida la primera parte de la curva, ha de fijarse la tangente allí y comenzarse entonces la demarcacion de la otra parte, contándose los ángulos naturalmente en contrario sentido; si

en la primera se ha empleado la graduacion directa del instrumento, en la segunda debe procederse por los explementos, y para este efecto es oportuno llevar en la cartera una columna especial para ellos que fácilmente se llena con vista de los ángulos que dá el cómputo primitivo. El punto de contacto de los dos arcos se indica en los planos y perfiles con las letras P. C. R.

Mas es necesario que los accidentes del terreno sean tales, que disculpen una curva compuesta para atreverse á trazarla, pues en general se juzga como defectuosa, y en los ferro carriles como arriesgada; de suerte que en ellos se procura siempre dejar entre dos curvas de direccion distinta, una tangente que las encadene y cuya longitud sea al menos de 80^m para que un tren haya salvado la primera ántes de entrar á la segunda.

47.—*Ordenadas de las curvas.*—Los métodos expresados conducen á fijar varios puntos que todos están en la línea proyectada, mas si la unidad de curvatura llegare á 4.° se marcarán las rudas inflexiones que resultan de sustituir las cuerdas á sus arcos; es por consiguiente necesario hacer por medio de ordenadas la debida correccion, fijando entre cada dos estaciones puntos intermedios que pertenezcan tambien al arco: debe, pues, indicarse el modo de hallar aquellas pequeñas ordenadas.

Supónganse las estaciones A B, en la fig. 27: para derivar la ordenada E D prolónguese esta línea hasta el centro C y tírense las líneas A C y A E. Supuesto que por los principios generales de trigonometría se tiene.

$$\text{tang. E A D} = \frac{\text{E D}}{\text{A D}}.$$

resultará:

$$\text{E D} = \text{A D tang. E A D}.$$

pero si se recuerda que la mitad del arco B E, ó del que le es igual A E, es la medida del ángulo E A D tendremos la expresion

$$E\,A\,D = \tfrac{1}{2}\,A\,CE.$$

que introducida en la ecuacion anterior la modificará ligeramente y se tendrá

$$E\,D = A\,D \text{ tang. } \tfrac{1}{2}\,A\,C\,E.$$

Puede tambien encontrarse la ordenada correspondiente al medio de la cuerda ó estacion, por la relacion que guardan entre sí los cuadrados de las líneas que forman un triángulo rectángulo

En el A C D se tiene

$$D\,C \sqrt{A\,C^2 - A\,D^2} = \sqrt{R^2 - \tfrac{1}{4}\,A\,B^2};$$

es evidente que E D=E C—D C=R—D C, ó lo que es lo mismo la ordenada media estará representada por

$$O = R - \sqrt{R^2 - \tfrac{1}{4}\,A\,B^2}.$$

Si se tratase de cualquiera otra ordenada, como R N á una distancia D N, prolónguese R N hasta G en un radio paralelo á A B, y tírese el radio R C resultará entonces:

$$R\,G = \sqrt{R\,C^2 - C\,G^2} = \sqrt{R^2 - D\,N^2}$$

Se obtendra así

$$R\,N = R\,G - N\,G = R\,G - D\,C$$

sustituyendo el valor de R G y el de D C se hallará al fin.

$$R\,N = \sqrt{R^2 - D\,N^2} - \sqrt{R^2 - \tfrac{1}{4}\,A\,B^2}.$$

De este modo pueden calcularse las ordenadas correspondientes al número de abcisas que se quiera, mas se evita este trabajo empleando las tablas que se hallarán mas adelante. Tambien se pondrán las que correspondan á los radios y distancias de deflexion, suponiendo la estacion ó cuerda de 10^m, y otra en fin, que da la longitud de las cuerdas correspondientes á 2, 3, 4, 5 y 6 estaciones, que tiene aplicacion ventajosa cuando por algun obstáculo, al atravesarse un rio por ejemplo, no puede demarcarse un espacio de 2 ó 3 estaciones: basta entonces formar el ángulo complexo y medir una sola cuerda con la longitud reducida que le corresponda.

Si la cuerda que se empleare fuere de 20, 30, 40,.....*n* metros, bastará multiplicar por 2, 3, 4.....*n*, los números de todas estas tablas, pues siendo proporcionales las figuras formadas por aquellas líneas, tal procedimiento es rigorosamente aplicable.

49.—TABLA DE ORDENADAS.

Unidad de curv.	Distancias de las ordenadas desde el fin de la cuerda.			Unidad de curv.	Distancias de las ordenadas desde el fin de la cuerda.		
	5m	3m	1m		5m	3m	1m
0° 5'	,002	,001	,000	3°	,065	,055	,024
10	,004	,003	,001	5	,067	,057	,024
15	,005	,004	,002	10	,069	,058	,025
20	,007	,006	,003	15	,071	,060	,026
25	,009	,008	,003	20	,073	,061	,026
30	,011	,009	,004	25	,075	,063	,027
35	,013	,011	,005	30	,076	,064	,028
40	,015	,012	,005	35	,078	,066	,028
45	,016	,014	,006	40	,080	,067	,029
50	,018	,015	,007	45	,082	,069	,029
55	,020	,017	,007	50	,084	,070	,030
1°	,022	,018	,008	55	,085	,072	,031
5	,024	,020	,009	4°	,089	,073	,031
10	,025	,021	,009	15	,093	,078	,033
15	,027	,023	,010	30	,098	,083	,035
20	,029	,024	,010	45	,104	,087	,037
25	,031	,026	,011	5°	,109	,092	,039
30	,032	,028	,012	15	,115	,096	,041
35	,035	,029	,013	30	,120	,101	,043
40	,036	,030	,014	45	,126	,106	,045
45	,038	,032	,014	6°	,131	,110	,047
50	,040	,034	,015	15	,136	,115	,049
55	,041	,035	,016	30	,142	,119	,051
2°	,044	,037	,016	45	,147	,124	,053
5	,045	,038	,017	7°	,153	,128	,055
10	,047	,040	,018	15	,158	,133	,057
15	,049	,041	,018	30	,164	,138	,059
20	,051	,043	,019	45	,169	,142	,061
25	,053	,044	,020	8°	,175	,147	,063
30	,055	,046	,020	15	,180	,151	,065
35	,056	,047	,021	30	,186	,156	,067
40	,058	,049	,022	45	,191	,161	,069
45	,060	,050	,022	9°	,197	,165	,071
50	,062	,052	,023	15	,202	,170	,073
55	,064	,054	,024				

TABLA DE ORDENADAS.

Unidad de curv.	Distancias de las ordenadas desde el fin de la cuerda.			Unidad de curv.	Distancias de las ordenadas desde el fin de la cuerda.		
—	5m	3m	1m		5m	3m	1m
9º 30′	,207	,174	,075	14º	,306	,257	,111
45	,213	,179	,077	15′	,311	,262	,112
10º	,218	,183	,079	30	,317	,266	,114
15	,224	,188	,081	45	,322	,271	,116
30	,229	,193	,083	15º	,328	,276	,118
45	,235	,197	,085	15	,333	,280	,120
11º	,240	,202	,087	30	,339	,285	,122
15	,246	,206	,089	45	,344	,290	,124
30	,251	,211	,091	16º	,350	,294	,126
45	,257	,216	,093	30	,361	,303	,130
12º	,262	,220	,095	17º	,372	,313	,134
15	,268	,225	,097	30	,383	,322	,138
30	,273	,230	,098	18º	,394	,331	,142
45	,279	,234	,100	30	,405	,340	,146
13º	,284	,239	,102	19º	,416	,349	,150
15	,289	,243	,105	30	,427	,359	,154
30	,295	,248	,107	20º	,438	,368	,158
45	,300	,253	,109	30	,448	,377	,162

50.—CUERDAS

Correspondientes á varias estaciones.

Unidad de curvatura.	2 estaciones.	3 estaciones.	4 estaciones.	5 estaciones.	6 estaciones.
0° 10′	20m,	30m,	40m,	50m,	59m,999
20	20,	30,	40,	49,993	,997
30	20,	30,	39,999	,996	,993
40	20,	29,999	,997	,993	,988
50	19,999	29,998	,995	,989	,982
1° 0	19,999	29,997	39,992	49,985	59,973
10	19,999	,996	,990	,979	,964
20	19,999	,995	,987	,973	,953
30	19,998	,993	,983	,966	,940
40	19,998	,991	,979	,958	,926
50	19,997	,990	,974	,949	,911
2° 0	19,997	29,988	39,970	,939	59,893
10	19,996	,986	,964	,928	,875
20	19,996	,983	,959	,917	,855
30	19,995	,981	,952	,905	,834
40	19,995	,978	,946	,892	,811
50	19,994	,976	,939	,878	,786
3° 0	19,992	29,973	39,932	49,863	59,760
10	,992	,970	,924	,847	,733
20	,992	,966	,915	,831	,704
30	,991	,963	,907	,814	,674
40	,990	,959	,898	,796	,642
50	,989	,955	,888	,776	,609
4° 0	19,988	29,961	39,872	49,757	59,574
10	,987	,947	,868	,736	,538
20	,986	,943	,857	,714	,501
30	,985	,938	,840	,692	,462
40	,983	,934	,834	,669	,421
50	,982	,929	,822	,645	,379
5° 0	19,981	29,924	39,810	49,620	59,336
10	,980	,919	,797	,594	,291
20	,978	,913	,784	,568	,245
30	,977	,908	,770	,541	,197
40	,976	,902	,756	,512	,148
50	,974	,896	,741	,483	,097

CUERDAS

Correspondientes á varias estaciones.

Unidad de curvatura.	2 estaciones.	3 estaciones.	4 estaciones.	5 estaciones.	6 estaciones.
6º 0′	19m,973	29m,890	39m,725	49m,453	59m,045
10	,971	,884	,711	,423	58,991
20	,969	,878	,695	,391	,936
30	,968	,871	,679	,359	,880
40	,966	,865	,662	,326	,822
50	,964	,858	,645	,292	,763
7º 0	19,963	29,851	39,628	49,257	58,702
10	,961	,844	,610	,221	,640
20	,959	,836	,592	,185	,576
30	,957	,829	,573	,147	,511
40	,955	,821	,554	,109	,445
50	,953	,813	,534	,070	,377
8º	19,951	29,805	39,514	,031	58,308

51.—*Curvas parabólicas.*—Esta especie de líneas no puede trazarse en el terreno con la misma facilidad que las circulares, y casi exigen la multiplicidad de operaciones que es necesario impender para la demarcacion de un arco circular por tangentes y subtangentes.

Antes de detallar las operaciones del cómputo es necesario recordar algunas propiedades de la curva que dá su nombre á estos arcos.

1º La línea C D que divide en dos partes iguales la cuerda A B toma el nombre de diámetro de la parábola, y en el caso, segun las demostraciones de la Geometría analítica, forma con cualquiera de las tangentes un sistema de ejes conjugados, (fig. 28).

2º Si de cualesquiera puntos F F′ F″ sobre la tangente A F se tiran líneas paralelas al diámetro que lleguen hasta

la curva, estas líneas F M, F' M', F'' M''.... llamadas *deflexiones de la tangente*, presentarán entre sí la relacion de los cuadrados de las distancias A F, A F', A F''.... medidas en la tangente desde su orígen A. Estas son efecto las ordenadas y aquellas las abcisas del sistema indicado.

3º Una línea E D (fig. 29) tirada desde el medio de la cuerda, y paralela ó coincidente con el diámetro, puede llamarse ordenada media de aquella cuerda, siguiéndose la nomenclatura adoptada para las curvas circulares; si se tiran las cuerdas secundarias A E y B, E, las ordenadas medias de estas cuerdas K G y L H, serán iguales cada una de ellas á $\frac{1}{4}$ E D y si se tienden las cuerdas terciarias A K, K E, E L, y L B sus ordenadas medias serán iguales á $\frac{1}{4}$ K G ó $\frac{1}{4}$ L H: por tanto $=\frac{1}{16}$ E D. La demostracion de estas relaciones consiste en la que presentan los triángulos proporcionales.

4º Una tangente á la curva en la estremidad de una ordenada media es paralela á la cuerda de aquella ordenada; así M F tangente á la curva en E, es paralela á A B. Los problemas de la Geometría analítica relativos á las tangentes parabólicas comprueban esta proposicion y la siguiente;

5º Si dos tangentes A C, B C se dividen por partes iguales en M y T, la línea M T será una nueva tangente siendo el punto de tangencia el bisector E.

52.—*Cómputo de las deflexiones tangenciales.*—Para este objeto se suponen como datos el ángulo de interseccion, la cuerda A B en la fig. 28, el ángulo formado en A, y la tangente A C; por consiguiente pueden calcularse trigonométricamente todos los elementos de los dos triángulos A C D, B D C; divídase despues la tangente A C en cualquier número n de partes iguales y desígnese por a la deflexion F' M del primer punto, La correspondiente á T' será T' M'$=4\,a$; para el tercer punto resultará T'' M''$=9\,a$ y así hasta $n=$C donde se tendrá la deflexion $= n^2\,a$. Mas como la deflexion en este último punto es C E $=\frac{1}{2}$ C D, resultará $n^2\,a =$ C E y por consiguiente

$$a = \frac{C\ E}{n'}$$

encontrado así el valor de a, tendremos las deflexiónes sucesivas a 4, a 9, a 16, a.... Si con estos datos y formando en F' F"..., ángulos iguales á A C D se miden las deflexiones calculadas, quedarán determinados los puntos M M' M"..... de la curva.

Podria esta terminarse prolongando la tangente A C por una longitud igual á ella misma C T, de suerte que se marque en la prolongacion un número de partes $= n$ cuyas deflexiones se obtendrán continuando la série de cuadrados que ha servido para las primeras, pero es mas fácil generalmente dividir la tangente segunda B C en partes iguales y proceder lo mismo que respecto de A C; si este número de partes es igual á aquel en que se dividió A C, es evidente que servirán las mismas deflexiones en ambos casos, y solo debe advertirse que los ángulos que se miden yendo de B hácia C deben ser iguales á B C D.

Los puntos determinados de este modo, aunque corresponden á distancias iguales en las tangentes, no son equidistantes entre sí; debe, pues, obtenerse la longitud de la curva por su medida material.

53.—*Trazo de una parabóla por las ordenadas medias.*—Divídase la cuerda A B en dos partes iguales en D [fig. 29]; computado el diámetro C D, y medida su mitad D E ó C E, se tendria el punto E perteneciente á la curva y quedará conocida su primer ordenada media D E. Tírense las cuerdas A E, E B y de los puntos medios G, H, descríbanse las paralelas al diámetro G K, H G, teniendo cada una de longitud ¼ de la ordenada anterior D E, y se tendrán así otros dos puntos de la curva K y L: trácense las cuerdas A K, K E, E L, L B, y desde el medio de cada una de ellas mídanse paralelamente á C D las ordenadas que corresponden, esto es ¼ de las anteriores: se habrán obtenido así cuatro puntos más de la curva, y del mis-

mo modo se fijarán cuantos se quieran repitiendo igual procedimiento.

54.—*Trazo de una parábola por sus tangentes.*—Dividendo por mitad los dos grandes tangentes A C, B C [fig. 30], tendiendo entre los dos puntos de division la recta D F, y marcando su punto medio E, se habrá obtenido uno de la curva, y quedarán por trazar dos arcos parabólicos A E y E B, limitado aquel por las dos tangentes A D, D E, y este por las otras dos E F, F B. Marcando el medio de cada una de estas cuatro tangentes, trazando las líneas G H, K L y dividiéndolas por mitad en M y N, se tendrán dos nuevos puntos de la parábola. Como esta subdivision puede seguir hasta lo infinito, se vé que pueden obtenerse así cuantos puntos se quieran de la curva.

Pero acaso es menos incómodo proceder despues de las terceras tangentes, por el sistema de ordenadas medias que queda descrito, siendo fácil estimar la longitud que les corresponde.

Puede decirse en general que el sistema de ordenadas es mas conveniente cuando se hallan obstáculos hácia el exterior de la curva, pero que cuando con ella haya de girarse al rededor de un grupo de edificios, de una colina ú otros impedimentos análogos, es mas ventajoso usar el método de las tangentes.

Es claro que estas pueden trazarse sobre el terreno sin necesidad de que en su totalidad sean materialmente medidas, si préviamente se computan trigonométricamente al menos los tres triángulos principales D C F, K F L, y G D H, pues así pueden fijarse los ángulos en L, K, H y G donde deben ponerse estacas ó señales distintas de las que se fijen en M, E, N puntos de la curva, y ya sobre estos podria continuarse por el método de las ordenadas.

55.—*Parábola por intersecciones.*—[Fig. 31]. En este método se comienza por dividir la gran cuerda A B en D que separa dos mitades iguales y toda la cuerda se divide en un número par de partes que se quiera; divídase A C en otro número

de partes igual á aquel en que se halla dividido A D, y hágase lo mismo con C B: cada una de estas partes será distinta en las tres líneas si las dos tangentes son desiguales. El punto M en que se cortan A *a* y F G será uno de la curva, porque F M= $\frac{1}{5}$ C *a* y C *á* = $\frac{1}{5}$ C E: por consiguiente F M= $\frac{1}{25}$ C E que es la deflexion correspondiente á la curva en el punto F de la tangente. Del mismo modo N interseccion de A *b* y H K, resulta punto de la curva por igual razon, que es tambien aplicable á las demas intersecciones.

Se obtendrá idéntico resultado si las divisiones del diámetro en vez de hallarse en la parte E C, estuvieren en la D E: la primer interseccion resultaria decidida por las líneas G F y B *a'* prolongada, la segunda N, por K H, y B *b'* y así sucesivamente.

No siempre se cuenta con espacio libre para las medidas que el método anterior exige en la gran cuerda y en la ordenada media Bastará en este caso dividir en igual número de partes las dos tangentes, y marcar los jalones con igual númeracion, que en una de aquellas proceda del ángulo de interseccion I [fig. 32] hácia B, y en la otra desde A hácia I: las intersecciones A 1, B 1'; A 2, B 2'; A 3, B 3';.... designarán diversos puntos de la parábola. Si un observador se establece en A, otro en B, y una tercera persona lleva verticalmente un estadal para que la interseccion, ó mas bien la ocultacion de los jalones pueda observarse, el trazo quedará verificado segura y prontamente.

56.—*Modificaciones de las curvas*—Varias veces se hace cambiar un alineamiento ya paralelamente á sí mismo ó ya variando su rumbo. En cualquiera de estos casos es necesario modificar la curva que lo habia enlazado con otra recta, pero naturalmente el procedimiento varía segun las circunstancias.

Supóngase que el alineamiento A B [fig. 33] deba pasar á A' B'; el punto tangencial que se hallaba en A pasará pues á A', y servirán por tanto los mismos cálculos para tender la

curva que antes se haya demarcado desde C hasta A, si el punto de curvatura se avanza haciendo C C'=A A' y si se mide esta última línea segun el mismo rumbo de la primera.

Si al contrario el nuevo alineamiento A" B" se acercare al centro del arco, y se quisieren aprovechar los mismos cálculos que habian servido para la curva C A, se atrazará el P. C. haciendo C C"=A A".

Cuando el alineamiento no sea paralelo al antiguo, pero sí tangente á la curva tirada, bastará terminarla en el punto de tangencia, y en este caso solo habrá que corregir las notas referentes á la longitud de la curva; pero si no se verificare esta circunstancia, es mas simple estimar el diverso ángulo de interseccion y proceder á nuevas operaciones.

56.—*Nivelacion topográfica.*—Despues de trazada la línea que habrá de ser el eje de una ruta, se procede á su nivelacion por el sistema que se describe en los tratados de topografía; pero es muy oportuno aprovechar las modificaciones que los ingenieros americanos han introducido y que contribuyen eficazmente, no solo á la suma brevedad de las operaciones, sino tambien á la simplificacion de los cálculos, y sobre todo á disminuir notablemente las causas de error.

Consiste tal método en visar sucesivamente desde una misma estacion 5, 7, 9 ó aun mayor número impar de puntos, que serán naturalmente los correspondientes á las señales que se hayan puesto en cada estacion: la potencia del anteojo, y la mira que se emplee fijarán el máximo de las estaciones que hayan de abrazarse, pues por lo demas es sabido que resulta compensacion perfecta en la diferencia por esfericidad y refraccion, cualquiera que sea la distancia de los puntos que se visaren, si esta es la misma respecto del lugar en que se haya el nivel; por esto es conveniente elegir un número impar de estaciones. Sirviendo en este sistema la última visual que se haya leido para la encadenacion del siguiente periodo de observaciones, con tal que en la primera y última de cada série no haya error de esfericidad, la marcha de la nivelacion será exacta, aunque las

lecturas intermedias de la série adolezcan ligeramente de aquel error: es en efecto tan pequeño que solo puede arredrar cuando no se ha hecho prácticamente una nivelacion para caminos. Suponiendo un trecho de 11 estaciones, en que por consiguiente el nivel distará de los últimos puntos de mira 5 estaciones, si estas son de á 30^m, la diferencia del nivel aparente al verdadero será $=^m$ 0015; pero resulta compensada como se ha dicho, y solo subsistirá de la cuarta estacion para abajo y en esta la diferencia de nivel no llega á ^{m},001. ¿Qué influencia puede ejercer este número pequeñísimo cuando una paletada mas de tierra al formar un terraplen, ó su dilatacion ó contraccion por la temperatura importan diferencias mayores? por otra parte si se aspira á una nimiedad estéril pueden corregirse las observaciones intermedias por medio de esta pequeña tabla.

Distancias	80^m	100^m	120^m	140^m	160^m	180^m
Diferencias	^{m},0001	^{m},0007	^{m},001	^{m},0013	^{m},0017	^{m},0021

Estas correcciones dan la diferencia del nivel aparente al verdadero, esto es la que hay entre el error de refraccion y el de esfericidad, que como se sabe, son de signos contrarios.

La marcha del sistema americano quedará perfectamente comprendida examinando un ejemplo de su aplicacion. Supóngase una nivelacion comenzada en la estacion 0; que las estaciones hayan sido de á 30^m, que el nivel sea colocado cerca de la estacion número 4 y que allí se han hecho las primeras nueve observaciones que se ponen á continuacion, debiendo escribirse la inicial en la primera columna y todas las demas en la siguiente: que habiéndose pasado el nivel á la estacion 13 se ha visado hácia atras, estando la mira en la estacion 8ª final de la série anterior, y que su lectura allí, 2^m,68 se ha puesto en la primer columna de observaciones y las siguientes hasta la estacion 18 en la segunda columna; por último que llevado el instrumento á la estacion 23 se repite el procedimiento, visando la misma estacion 18 que habrá dado ^{m},86 y

las siguientes cuya lectura pertenece á la segunda columna de observaciones, ó lo que es lo mismo tercera de la página. Se habrá ocupado así la primer columna con la simple indicacion progresiva de las estaciones, cuya medida no es necesario asentar siendo uniforme, por lo que bastará indicarla al principio de la cartera; las dos columnas siguientes contendrán los elementos de nivelacion de esta forma.

Estaciones.	Lecturas de enlace.	Lecturas para comparar.	Altura del instrumento.	Altitudes.
0	2,78		102,78	100
1		2,53		100.25
2		2,13		100.65
3		1,49		101.29
4		1,27		101.51
5		1,29		101.49
6		,61		102.17
7		1,19		101.59
8	2,68	,74	104,72	102.04
9		2,53		102.19
10		2,14		102.58
11		1,77		102.95
12		1,22		103.50
13		1,98		102.74
14		1,23		103.49
15		1,66		103.06
16		2,05		102.67
17		2,45		102.27
18	,86	1,94	103,64	102.78
19		,84		102.80
20		1,21		102.43
21		1,48		102.16
22		1,57		102.07
23		2,09		101.55
24		1,96		101.68
25		1,59		102.05
26		1,68		101.96
27		2,06		101.58
28		2,25		101.39

Procediendo en la nivelacion de esta manera se habrán hecho solamente tres estaciones de observacion, mientras que por el método comun habria sido preciso emplear veintiocho, esto es, fijar y arreglar el instrumento veinticinco ocasiones mas que en el sistema americano; segun este solo se habrán hecho treinta y una lecturas de mira, siendo así que por otro método se hubieran necesitado cincuenta y seis; al resolver la nivelacion se verá ademas que se evita la columna de diferencias parciales que seria indispensable para obtener las alturas absolutas; pero la ventaja principal del método de que se trata consiste en que la marcha del cómputo procede sin error, mientras no le haya en las operaciones correspondientes á las observaciones en las estaciones 0,8, 18 y 28 que son las enlazadas; de suerte que aunque resultaran equivocadas las lecturas relativas á las estaciones intermedias, el defecto quedaria allí sin ser trascedental á los cálculos ulteriores de la operacion.

Escritas en el campo las tres primeras columnas, se resolverá despues la nivelacion calculando para cada série la altura que el eje del instrumento tenia allí respecto del plano de comparacion, y como la tercer columna da directamente la depresion del terreno respecto del eje visual, podrán derivarse inmediatamente las alturas que corresponden á todos los puntos observados.

Cuando el plano elegido es superior al punto de partida se restará la lectura de enlace para obtener la distancia vertical del mismo plano al eje del anteojo, y las lecturas de la tercer columna se sumarán para hallar la depresion de las estaciones relativas bajo el plano: si este fuere inferior será inverso el procedimiento segun se describe en el párrafo precedente.

Supóngase elegido un plano de comparacion inferior á 100^m, de 0; la altura del instrumento sobre este plano se compondrá de aquellos 100 metros, mas la corta elevacion de $2^m,78$ que designo la mira puesta en 0, por consiguiente $=102^m,78$ y este será el mismo que se ponga en la columna titulada *altura del instrumento*. En la estacion 8 el terreno presenta una de-

presion de ^{m},74 respecto de esta misma altura; restándose por consiguiente de ella resultará que dicha estacion 8 se encuentra sobre el plano de comparacion á 102^{m},04 que se anotará en la columna de altitudes. En la série siguiente del eje del anteojo tenia respecto de la estacion 8ª una altura de 2 ,68 por consiguiente la de aquel eje sobre el plano de comparacion se componia de 102·04+2,68=104,72, número que pertenece á la cuarta columna; restando de él como se hizo en la primera série, la lectura que se obtuvo en la última observacion sobre la estacion 18, esto es, 1^{m},94 resultará la altitud de este punto en 102 ,78. Si á esta se añade como se ha hecho en las dos séries anteriores, la lectura de enlace ^{m},86 se tendrá por altura del instrumento para el tercer grupo 103^{m},64; finalmente sustrayendo de esta *altura de instrumento* la que exhibió la mira en la estacion 28, esto es, 2 ,25, se tendrá como altitud de dicha estacion 101 ,39.

Las equivocaciones que acaso resultasen en las operaciones que acaban de detallarse serian las únicas trascedentales al cómputo final: ántes de pasar adelante es, pues, oportuno comprobarlas sumando las lecturas de enlace; por otro lado las finales de cada grupo y obteniendo el residuo entre esas dos cantidades, el cual debe resultar igual á la diferencia de altitudes entre las estaciones primera y última del trecho que se desea comprobar. En el ejemplo puesto tendremos por suma de las lecturas de enlace 6^{m},32 y por la que corresponde á las lecturas finales de las tres séries en las estaciones 8, 18, y 28 resultarán 4^{m}, 93; siendo la diferencia entre estas dos sumas 1^{m},39, igual á la que se encuentra entre las altitudes correspondientes á las estaciones 0 y 28.

Hecha la comprobacion puede procederse á llenar en la columna de altitudes las que corresponden á todas las estaciones intermedias, lo que se ejecutará en el caso, restando los números de la tercer columna, de la *altura del instrumento*, correspondiente á la série respectiva.

58.—*Formacion de los perfiles.*—Cuando las operaciones

guarden tal estado se tienen ya los elementos para la perfilacion longitudinal en la que es oportuno emplear papel con cuadrículas impresas para evitar el trabajo de medir horizontalmente las longitudes, y verticalmente las alturas: así tambien se aprovecha la ventaja de haber usado cualquier unidad constante para la medida de las estaciones.

Terminado el perfil pueden ensayarse sobre él las líneas que representen la superficie de los terraplenes y excavaciones, las cuales siempre que sea posible, deben encontrarse bajo un ángulo extremadamente obtuso para evitar los cambios bruscos de inclinacion.

Para la eleccion de tales líneas deben tenerse presentes las siguientes consideraciones:

1ª—En cuanto sea posible debe tratarse de que en los caminos comunes resulten líneas cuyo declive sea de ^{m},008 [par. 8.] mínima inclinacion longitudinal.

2ª—En los ferró carriles se procurará obtener la horizontalidad perfecta y solamente en las cercanías de una estacion es conveniente buscar una rampa ligera de ^{m},005 á ^{m},01, para que allí los trenes pierdan su velocidad al llegar, y la adquieran al partir.

3ª—No se llegará á la inclinacion máxima adoptada para una vía sino en el caso de resultar muy considerable el costo del terraplen y de la excavacion que deberian hacerse respectivamente á los dos lados de la interseccion del perfil del terreno con la línea del proyecto.

4ª—Debiendo tratarte de que una ruta quede en relieve sobre el terreno adyacente, para que esté mas libre de los efectos de las lluvias, se procura que la suma de terraplenes sea mayor que la de excavaciones; la tierra para aquellos se tomará de las zanjas laterales que contribuirán á la desecacion y defensa del camino, quedando el aumento del costo compensado por ser menor el de las excavaciones, pues de este modo no serán considerables. En Europa prefieren los ingenieros llevar cantidades iguales de terraplen y excavacion porque el

valor de los trasportes no es muy fuerte, y sí lo es el de los fundos; tratan por lo mismo de que la anchura del terreno ocupado sea la menor posible, aunque la traslacion de la tierra para los rellenos se haga desde rebajos distantes. Entre nosotros las circunstancias son inversas, por lo que resulta que á distancia de 200^{m}, no es útil la compensacion que se busca en Europa, sino cuando es duro el terreno donde debieran abrirse las zanjas.

59.—*Inclinacion proporcional.*—La diferencia de altitudes que resulte entre los estremos de una línea del proyecto dividida por la longitud que ocupe, representa la inclinacion por metro; la extremidad que coincide con la estacion menor habrá sido obtenida por un número preciso derivado de las operaciones anteriores, mas el extremo ulterior que todavía no se halla en el mismo caso debe derivarse aproximadamente por la inspeccion del perfil; bien que cuando sea posible debe llevarse esta línea hasta donde termine una division ó unidad vertical, pues así pueden obtenerse números enteros para la diferencia de alturas que ha de ser el dividendo. Fijada tal inclinacion, es fácil notar á la simple vista si debe llevarse aditiva ó substractivamente, y así podrá modificarse de estacion en estacion, la altitud que haya tenido la última de la línea precedente, pues fijada la inclinacion por metro, se deriva fácilmente la que corresponde á una estacion, y por consiguiente puede formarse la série correspondiente á las altitudes respecto del plano de comparacion las cuales darán la línea de proyecto: es conveniente escribir aquellos números con tinta de carmin, por lo que han tomado el nombre de *cuotas rojas*, y así se distinguirán inmediatamente de las altitudes del terreno.

Pueden ponerse á cualquier lado del perfil, pero generalmente en la parte inferior, aquellas dos séries de alturas, y el residuo de los dos números correspondientes á una misma estacion dará la hondura de las excavaciones ó la altura de terraplenes, pudiendo ambas designarse con el nombre genérico de espesores en los cálculos de la nivelacion: á fin de que en

el perfil se distingan fácilmente á primera vista, es oportuno que se escriban á un lado las alturas que correspondan á terraplenes y al otro los que se refieren á excavaciones.

No es indispensable que el perfil lleve estas dos séries de altitudes, bastando anotar su diferencia, esto es, el espesor de excavaciones y terraplenes: por consiguiente podrán omitirse, y sobre todo cuando se ha de tener siempre á mano el libro de notas de que se tratará en adelante.

Es muy conveniente anotar en el mismo perfil las cubaturas, mas la extension de este punto requiere tratarse separadamente y por ello se pasará á indicar el modo de medir las inclinaciones trasversales, de que no se ha hablado para no dividir lo conducente á la nivelacion longitudinal.

60.—*Inclinacion trasversal.*—Generalmente los proyectos de caminos se llevan por terrenos que ó no presentan ondulaciones ó en que solo se marcan á medianas distancias longitudinales, pareciendo sensiblemente á nivel en una línea tirada al través: basta entonces el sistema de nivelacion descrito, pues un declive pequeño resulta compensado como puede juzgarse por la fig. 34 en que el triángulo H A' A difiere poco del H B A. Mas si la anchura de la vía se acerca ó excede poco de 10^m, y la inclinacion lateral llega á $^m,04$ la diferencia en la seccion trasversal de una excavacion es casi una sesta parte de $1,^{med.}$ ó lo que es lo mismo 5^m, cúbicos por estacion de 30^m; se ve pues la necesidad de tomar en cuenta la inclinacion trasversal para computar con precision las cubaturas.

Si la línea longitudinal no presentara ondulaciones aunque ofreciera un fuerte declive en sus direcciones trasversales, y solo se atendiese á la nivelacion de aquella, el error podia ser inmenso, pues segun los primeros datos apenas resultarian obras de terrasería, mientras que si se examina la fig. 35, se comprende que aquellas exigirian gran costo y tiempo.

Cuando se juzgue constante la inclinacion bastará tomar dos lecturas de mira á 10^m, por ejemplo, del eje del proyecto; comparada la diferencia parcial que den respecto de la lectura del

centro, se tendrán los datos absolutos para la formacion del perfil trasversal, y con avanzar la coma de las fracciones una figura hácia la izquierda, es claro que se tendrá la inclinacion por metro; mas si el desnivel del terreno fuere muy irregular será preciso tomar varias lecturas colocando la mira en los ángulos mas marcados.

Se ha dicho que en la cartera de campo ocupan tres columnas los datos de la nivelacion longitudinal, y se ha visto tambien que deben reservarse otras dos para resolver los cálculos Estas cinco columnas ocupan toda la página de la cartera y es oportuno reservar la página del frente para notas y observaciones secundarías. En esta, pues, podrán ponerse las lecturas de la nivelacion trasversal, distinguidas por la clasificacion de *izquierda* y *derecha* poniendo mas cerca del medio de la página, cuando se hayan hecho dos observaciones para cada lado, la que haya sido mas próxima al eje. Generalmente las carteras se componen de papel cuadriculado, pueden, pues, aprovecharse las divisiones para marcar en ellas con un signo sencillo el punto y distancia á que se refiere la lectura, La indicacion siguiente bastará para dar una idea advirtiéndose que los números progresivos de estaciones, que ocupan el medio pueden omitirse estando al principio de la primera página y escribiendose en el renglon respectivo esta nivelacion accesoria. [Compárese la fig. 36.]

3,40				2,51			20				1,03						,61
3,84			2,70				21						1,04				,42
4,21			3,09				22				1,19						,45

61.—Un perfil resultaría muy embarazoso para consultarse si se consignarán en él los detalles de segundo órden, materia de los párrafos precedentes, por lo que su redaccion puede limitarse á los siguientes puntos:

1º En la parte inferior de la hoja y á cada 10 estaciones se

pondrá el número progresivo de estas á fin de que cuando se reconozca cualquiera parte del perfil no sea preciso llevar una cuenta material desde su orígen. (Véase la lám. 4ª)

2º Sobre las estaciones y ya en la cuadrícula, se anotarán los elementos topográficos, esto es los alineamientos rectos, expresando su rumbo y longitud, ó las curvas consignando la medida de su radio y el arco recorrido, indicándose tambien si su direccion y por consiguiente su centro, están á la derecha ó á la izquierda.

3º Arriba de la faja que ocupe los datos anteriores se pondrán los números correspondientes á las altitudes del terreno que formarán una columna acostada.

4º Habiéndose estimado separadamente la inclinacion que corresponde al perfil material del terreno que ha podido formarse ya con los datos precedentes, se procederá á computar las cuotas rojas para cada una de las estaciones, y su série se pondrá tambien en columna sobre los números del terreno, y á poca distancia de ellos para hacer en adelante su resta.

5º Se designará en línea horizontal la inclinacion por metro ó unidad, y es oportuno indicar ademas la que corresponde por estacion: los ingleses y norte-americanos sustituyen á este dato la inclinacion equivalente á piés por milla.

6º La diferencia entre las cuotas negras del terreno y las rojas del proyecto, da, segun se ha dicho, el espesor de los terraplenes ó excavaciones: los números que la expresen se pondrá alternativamente abajo ó arriba del perfil lo que constituirá la sesta operacion.

7º Se procederá entonces al cómputo de las cubaturas anotándose los volúmenes correspondientes á cada estacion en la línea vertical perteneciente á cada una de éstas y en la parte alta de la cuadrícula, donde se llevarán dos columnas una para excavaciones y otra para terraplenes. Estas cubaturas parciales se omitirán naturalmente cuando se empleare el cálculo prismoidal en la forma que se detallará despues.

8º Se harán las sumas parciales en cada tramo de terra-

plen ó excavacion, y la cantidad que resulte, ó que se haya obtenido por medio de la fórmula prismoidal se anotará horizontalmente arriba ó abajo de la obra de terrasería á que se refiera en el perfil, alternando con los números de los espesores y empleándose cifras mas visibles.

9º En tal estado se estimarán los trasportes medios segun el procedimiento que mas adelante se indicará y se demarcarán en el perfil.

10º Procurándose seguir las divisiones indicadas por los trasportes medios ó aprovechándose los puntos de paso donde termina una excavacion y empieza un terraplen, y dando proximamente á cada division la longitud de un kilómetro, ó de una milla si se emplean medidas inglesas, se formarán secciones cuyo resúmen se escribirá horizontalmente entre el perfil y las cubaturas parciales ó en la parte inferior del perfil si arriba no hubiere espacio cómodo: en él se pondrá el total de excavaciones que contenga la seccion, así como el de terraplenes, el número de metros cúbicos de terreno estraño que sea necesario trasportar porque las excavaciones ó las zanjas laterales no basten para el terraplen, el volúmen correspondiente á las zanjas, el de las obras de mampostería y por último el promedio de los trasportes medios para que pueda derivarse la correccion de valor de traslacion en el presupuesto segun los procedimientos que se darán en adelante.

11º Fuera de la cuadrícula y en la parte superior del papel se anotarán las grandes unidades de kilómetros, millas ó leguas que importe el desarrollo de la línea y que servirán para fijar en adelante los postes itinerarios.

62.—*Planos topográficos.*—Las indicaciones de este carácter que constituyen la segunda operacion del perfil bastan para demarcar aisladamente la linea en un plano horizontal pero son insuficientes para estimar otros muchos puntos secundarios y de gran interes sin embargo, en la construcion de una vía. Para llenar este objeto se forma el plano topográfico por los procedimientos peculiares, y en él se marca el eje de la vía

designando á los trechos que parezcan oportunos los números que indiquen algunas estaciones para que en la comparacion con el perfil sirvan de puntos de partida.

El pago del terreno ocupado por un camino y el de la indemnizacion que debe satisfacer por siembras destruidas, una construccion demolida, &c., exige el conocimiento de la longitud del terreno ocupado, demarcacion del edificio destruido, ó si se trata de construccion de puentes ó desagües debe tenerse el ángulo con que la vía cruce las corrientes: estos objetos serian inapreciables en un plano de escala pequeña, por lo cual si se desea una extrema claridad, pueden construirse planos en gran escala de modo que cada uno represente la extension de una ó de dos secciones del perfil, donde las propiedades pueden perfectamente deslindarse.

63.—*Libro de notas.*—Tanto los datos del perfil como los referentes á propiedades, puentes, siembras, &c., deben estar reunidos en un libro, donde se pueden hacer las operaciones del perfil como en borrador, y llevarse en la columna final de observaciones las notas de la nivelacion trasversal objeto del párrafo anterior.

Así podrá remediarse á cualquier estravío del perfil y tenerse un dato de comprobacion, si se adopta el medio de confiar á un ingeniero la formacion de los perfiles y sus cómputos, y á otro el encago de hacerlos separadamente en el libro, partiendo ambos de la cartera de nivelacion formada en el campo, y comunicándose los datos sobre curvas é inclinaciones elegidas. El libro puede presentar la forma siguiente, habiéndose tomado para este modelo los datos que sirvieron para el perfil de la lámina 4.ª

FERRO CARRIL

DE

MEXICO A PUEBLA.

Estac.	Alin.	Altitud.	Inclin.	Cuotas rojas.	Espesor de Terrap.	Esc.
340 +	16, P. T.	2220,86		2220,77		0,09
1		20,90		20,36		0,54
2		20,65		19,95		0,70
3		20,34		9,55		0,79
4		20,01		9,14		0,87
5		19,77	1,363 por 100 en 630m,	8,73		1,04
6	Alineamiento en 1183m,4 S 48°—35′ E	19,27		8,32		0,95
7		18,63		7,91		0,72
8		18,27		7,50		0,77
9		17,17		7,09		0,08
350		2216,06		2216,68	0,62	
1		15,24		6,27	1,03	
2		14,37		5,87	1,50	
3		13,82		5,46	1,64	
4		13,45		5,05	1,60	
5		13,07		4,64	1,57	
6		12,72		4,23	1,51	
7		12,03		3,82	1,79	
8		11,62		3,41	1,79	
9		11,68	Horizontal en 270m,	3,00	1,32	
360		2211,58		2213,00	1,42	
1		10,94		——	2,06	
2		11,05		——	1,95	
3		11,48		——	1,52	
4		11,95		——	1,05	
5		12,92		——	0,08	
6		13,65		——		0,65
7		14,37		——		1,37

DIVISION DE TEOTIHUACAN

A APAM.

Cubat. de Terrap.	Cubat. de Escav.	NOTAS.
	11,3	Las estaciones son de á 30^{m}
	112,	Las altitudes están tomadas sobre la
	149,1	marea media del golfo mexicano.
	170,1	La base superior de los terraplenes es
	189,6	de 4^{m},6
	232,1	La inferior de las excavaciones es de
	209,6	6^{m},1
	153,9	Talud de terr.=1,5 de base.
	165,9	——— excav.=1:1
	8,3	Tepetate arenisco.
96,		
190,	1403$^{m.cb.}$	En la est. 361—Alcantarilla.
308,3		Arco de medio punto—rad=1^{m}
347,5		Altura absoluta.....2,06
336,		Reserva para el firme.....,30
327,7		
311,		Altura de extrados.....1,76
391,3		Rad. de intrados.....1
391,3		Espes. de clave.....,50
260,7		
286,8		Altura de piés derechos.....,26
475,3		Su espesor.....,95
440,3		Cimiento corrido.....^{m}1
313,8		Frente del puente.....5^{m},^{cb}29
194,7		Del cimiento.....4
6,		Anchura del puente.....6^{m},
		Su volúmen.....31$^{m.cb}$,74
4677$^{m.cb.}$	130,3	Id. del cimiento.....24
	319,2	
		56$^{m.cb.}$

FERRO CARRIL

DE

MEXICO Á PUEBLA.

Estac.	Alin.	Altitud.	Inclin.	Cuotas rojas.	Espesor de Terrap.	Espesor de Esc.
8,		14,61		2213,00		1,61
9,		15,06		2,55		2,51
370,		2215,70		2212,10		3,60
1,		16,60	1,5 por 100 en 750m.	1,65		3,95
2,		14,31		1,20		3,11
3,		14,32		10,75		3,57
4,		14,36		0,30		4,06
5,		13,48		209,85		3,63
6,		11,36		9,40		1,96
7,		209,84		8,95		0,89
8,		8,40		8,50	0,10	
9,		7,61		8,05	0,44	
380,	P C — Curva á la izquierda de 1° — 40' Angulo cent.=350. Rad.=1031,m Long. en est, 21—en metros=630	2206,45		2207,60	1,15	
1,		5,00		7,15	2,15	
2,		4,07		6,70	2,63	
3,		3,17		6,25	3,08	
4,		2,57		5,80	3,23	
5,		1,61		5,35	3,74	
6,		200,83		4,90	4,07	
7,		0,43		4,45	4,02	
8,		0,04		4,00	3,96	
9,		199,72		3,55	3,83	
390,		2199,62		2203,10	3,48	
1,		98,92		2,65	3,73	
2,		99,10		2,20	3,10	
3,		99,09	H.oriz	1,75	2,66	
4,		99,06		——	2,69	
5,		99,26		——	2,49	

DIVISION DE TEOTIHUACAN

A APAM.

Cubat. de Terrap.	Cubat. de Escav.	NOTAS.
	11,3	Las estaciones son de á 30^{m}
	112,	Las altitudes están tomadas sobre la
	149,1	marea media del golfo mexicano.
	170,4	La base superior de los terraplenes es
	189,6	de 4^{m},6
	232,4	La inferior de las excavaciones es de
	209,6	6^{m},4
	153,9	Talud de terr.=1,5 de base.
	165,9	——— excav.=1:1
	8,3	Tepetate arenisco.
96,		
190,	1403$^{m.cb.}$	En la est. 361—Alcantarilla.
308,3		Arco de medio punto—rad=1^{m}
347,5		Altura absoluta.....2,06
336,		Reserva para el firme.....,30
327,7		
311,		Altura de extrados.....1,76
391,3		Rad. de intrados.....1
391,3		Espes. de clave.....,50
260,7		
286,8		Altura de piés derechos.....,26
475,3		Su espesor.....,95
440,3		Cimiento corrido.....^{m}1,
313,8		Frente del puente.....5^{m},^{cd}29
194,7		Del cimiento.....4
6,		Anchura del puente.....6^{m},
		Su volúmen.....31$^{m.cb.}$,74
4677$^{m.cb.}$	130,3	Id. del cimiento.....24
	319,2	
		56$^{m.cb.}$

65.—*Seccio-planografia.*—En vez del procedimiento descrito, Sir. John Mac Neill ha propuesto trascribir á un plano topográfico los elementos del perfil, marcando primeramente el eje de la vía en el plano horizontal, y designando á un lado el espesor ocupado por las excavaciones y al otro el de los terraplenes, cuya distincion resultará mas marcada si en el lavado se emplean distintos colores. No parece que este método sea tan ventajoso como el anterior, pues desde luego se nota que no puede usarse el papel cuadriculado; que por consiguiente es necesario medir con materialidad todos los espesores así como las longitudes, y que las líneas curvas deben resultar con una disposicion caprichosa, si se quieren agrupar allí todos los elementos del perfil que segun el método anterior pueden hacerse constar muy cómodamente. Por otra parte las fajas que indiquen las obras de terrasería deben ofuscar los detalles topográficos que tanto interesan en la inmediata cercanía de la línea. Sin embargo de estas observaciones se pone un ejemplo en la fig. 36 bis.

66.—*Inclinacion contra la fuerza centrífuga.*—Terminado lo concerniente á los perfiles y antes de proceder al cálculo de las cubaturas, debe notarse que los perfiles trasversales han de presentar en las curvas dos modificaciones: la primera relativa á la mayor anchura que exigen cuando su radio es pequeño, esto es, menor de 100^{m}, y la otra en la inclinacion que debe presentar hácia el centro, para que resulte neutralizada la fuerza centrífuga.

Para la espresion de esta, se tiene en los tratados de Mecánica la siguiente fórmula:

$$f = m\frac{V^2}{r}$$

en la cual f indica la fuerza centrífuga, m la masa del cuerpo movido, V su velocidad al segundo, y r el radio del arco: mas representando por P el peso de aquel cuerpo, y por g la fuerza aceleratriz de la gravedad $=9,8$, tendremos:

$$f = \frac{P}{g}\frac{V^2}{r}$$

$$P = g\,m \qquad \text{y por tanto} \qquad m = \frac{P}{g};$$

de donde se deduce

$$f = \frac{P}{g}\,\frac{V^2}{r} = P\,\frac{V^2}{gr}.$$

Para neutralizar esta fuerza es necesario motivar otra que dé al cuerpo movido una tendencia hácia el centro, lo que no puede conseguirse sino por una inclinacion descendente hácia él. Significando por h la altura correspondiente á la inclinacion y por a la base que le corresponde, ó lo que es lo mismo la anchura del camino, debe tenerse para la destruccion completa de la fuerza centrífuga

$$P\,\frac{h}{a} = P\,\frac{V^2}{gr};$$

se derivará por consiguiente, eliminando P en ambos términos,

$$h = a\,\frac{V^2}{g\,r}$$

Suponiendo á un carruaje la velocidad de 10 kilómetros á la hora, lo que equivale á poco mas de dos leguas y al segundo $2^m,8$, si se aplica la fórmula anterior á los radios de 100^m, 50^m y 25^m, se tendrán respectivamente por inclinaciones para la unidad de anchura 0,008,0,016 y 0,032.

Se ve, pues, que para los caminos comunes bastará generalmente dar hácia la parte cóncava de la curva toda la inclinacion que en un alineamiento recto deberá dirigirse á ambos lados para descarga de las aguas, aumentando en los rádios muy pequeños el declive segun la fórmula dicha; entonces dará resultados mayores que la inclinacion comun designada para la seccion trasversal [40].

Un procedimiento tan general no bastaria para las curvas de los ferro-carriles y por consiguiente será indispensable volver á tratar este punto al describir las especialidades de aquellas vias.

CAPITULO V.

CÓMPUTOS RELATIVOS Á LAS OBRAS DE TERRASERIA.

Puede procederse á la construccion de un camino ó de un canal con los datos de cuya determinacion se ha tratado hasta aquí; mas como un ingeniero debe no solo formar el proyecto abstracto, sino tambien estimar el tiempo y valores que hayan de impenderse, es necesario que compute los elementos cuyo resultado le dará aquel conocimiento, y por consiguiente que mida los volúmenes de tierra que habrán de removerse, las distancias á que deban trasportarse, y que calcule el valor de estas operaciones y del terreno que será preciso ocupar para la formacion de la ruta.

67.—*Secciones trasversales.*—Para lo primero debe comenzarse por indicar la area que presentará en la seccion trasversal la excavacion ó terraplen que haya de hacerse, pues puede decirse en general que en un espacio dado, el volúmen de aquellas obras es el producto de la area trasversal por la longitud del mismo espacio.

Uno de los datos para el cálculo de las areas es la altura ó espesor de la obra, el otro dependerá de la anchura que se haya fijado al camino y de la calidad del terreno en que se hubiere de practicar la excavacion ó de que se ha de formar el terraplen, pues en ambos casos el talud depende de la natura-

leza del terreno, siendo siempre menor el ángulo que forma sobre la horizontal el talud de un terraplen compuesto de tierras recien movidas, mientras que el terreno natural de las excavaciones es capaz de soportar un ángulo mucho mayor: en lo general se asigna á estas una inclinacion de 1 de base por 1 de altura, esto es, 45°, y á los terraplenes por unidad de altura se da 1½ de base.

Esta relacion se modificará sin embargo, segun la naturaleza de las tierras y con arreglo á los datos siguientes:

Arena fina seca.....	1,78	Conglomerado de ganga compacta.....	,50
Tierra seca en polvo....	1,34	Tepetate.....	,40
Tierra húmeda.....	1,05	Roca.....	,25
Tierra arcillosa.....	0,69		

En estas relaciones la altura está tomada como unidad.

Es fácil de comprender y por lo mismo no es necesario demostrar, que la area trasversal de un terraplen quedará perfectamente definida con los tres números que expresen la anchura de la vía, el espesor ó altura del terraplen y la relacion que con esta tenga el talud que se adopte; si tal relacion se expresa por R, el espesor por E y la anchura por A, es evidente que la superficie del trapecio estará representada por

$$S = E\,\frac{A + A + 2\,E\,R}{2} = E\,[A + R\,E]$$

como puede verse en la fig. 37. En la siguiente que representa el mismo trapecio invertido, se vé que la misma fórmula es aplicable á una excavacion, teniéndose presente al usarla el diverso valor de R y que el de A debe aumentarse con la anchura que se piense dar á las dos cunetas laterales; debiendo aun añadirse en este caso las pequeñas areas que corresponderán á la seccion de ambas cunetas.

Pero hay todavia que tomar en cuenta la inclinacion lateral que se da en los caminos comunes y viene á representar sensiblemente un triángulo cuya base (*a*) es la anchura de vía y su altura la que resulte por la relacion que se adopte. Designan

dose por r esta relacion, la seccion del triángulo resultará expresada por $\frac{r,5a \times a}{2}$. Si se designa por C la seccion trasversal de una de las cunetas, la fórmula que exprese todos estos elementos para obtener exacta la superficie de la seccion trasversal en una excavacion será

$$S' = E\,[A + E\,R] + 2\,C - \frac{r,5a + a}{2}$$

y en los terraplenes $S'' = E(A + E\,R) + \frac{r,5a \times a}{2}$

En los ferro carriles y canales el plano del proyecto debe ser horizontal trasversalmente, y por lo mismo no es necesario incluir el triángulo adicional en ninguno de ambos casos, ni tampoco la seccion de las cunetas en los proyectos de canales

Si fueran sensiblemente iguales las areas trasversales, bastaria, hacer la multiplicacion por la longitud que les correspondiera para obtener las cubaturas parciales, pero frecuentemente resultan muy diversas dos secciones contiguas, y otras veces en el intermedio de una seccion á la siguiente cambia la naturaleza de las obras, correspondiendo la una á excavacion y la otra á terraplenes; es pues necesario, examinar en adelante la modificacion que recibirá el cómputo en estos casos.

68.—*Cálculo de las cubaturas.*—Los métodos comunes para estimar las cubaturas pueden designarse por los nombres de procedimiento de las areas medias, de la area correspondiente á la altura media y el de la fórmula prismoidal, que da los volúmenes exactos, pues el primero envuelve generalmente un aumento mayor ó menor en proporcion á la diferencia de las areas extremas cuyo medio se toma, y el segundo da cubaturas menores siempre, siendo la diferencia respecto de los números exactos una mitad de la que resulta por el método anterior: debe, pues, analizarse el tercero de aquellos métodos.

Fórmula prismoidal.—Desígnese por h la altura de la estacion menor, por g la correspondiente á la mas grande, la an-

chura de la base por b, la relacion de los taludes por s, y la longitud de la estacion por l: los elementos de la fig. 38 pueden representarse así:

La area menor $E\,F\,G\,H = h\,(b + s\,h) = b\,h + s\,h^2$.
por consiguiente el volúmen del prisma correspondiente á esta seccion será $(b\,h + s\,h^2) \times l$ A.

La area del rectángulo $I\,J\,K\,L$

$$= (b + 2\,s\,h)\,(g - h) = b\,g + 2\,s\,g\,h - b\,h - 2\,s\,h^2$$

El volúmen del prisma superior resultará:

$$(b\,g + 2\,s\,g\,h - b\,h - 2\,s\,h^2)\,\frac{l}{2} \qquad \text{B.}$$

Deben aun estimarse las dos pirámides $A\,L\,I\,E$ y $K\,B\,J\,F$ cuyas dos bases $= (g - h) \times s\,(g - h) = s\,g^2 - 2\,s\,g\,h + s\,h$.

Será por consiguiente el volúmen de las pirámides

$$(s\,g^2 - 2\,s\,g\,h + s\,h^2)\,\frac{l}{3} \qquad \text{C.}$$

Sumando las expresiones de los volúmenes parciales A, B, C, y reduciéndolos á un comun denominador se tiene la cubatura del prismoide

$$= (6\,b\,h + 6\,s\,h^2 + 3\,b\,g + 6\,s\,g\,h - 3\,b\,h - 6\,s\,h^2$$

$$+ 2\,s\,g^2 - 4\,s\,g\,h + 2\,s\,h^2)\,\frac{l}{6} =$$

$$(3\,b\,h + 3\,b\,g + 2\,s\,g\,h + 2\,s\,g^2 + 2\,s\,h^2) \times \frac{l}{6} \qquad \text{D.}$$

Esta última fórmula puede trasformarse en otra mas apropósito para el cálculo, separándola en los siguientes factores:

$$[2\,s\,(g\,h + g^2 + h^2) + 3\,b\,(h + g)] \times \frac{l}{6} \qquad \text{E.}$$

Cuando la altura y por consiguiente la area de un estremo $= 0$, desaparece h de la fórmula E que por consiguiente se convierte en $(2\,s\,g^2 + 3\,b\,g)\,\frac{l}{6} = (2\,s\,g + 3\,b)\,\frac{g\,l}{6}$. F.

Las fórmulas precedentes son aplicables á cualquier trecho

sea cual se quiera la distancia entre las dos bases extremas, mas suponiéndose una série en que las distancias sean iguales, y una misma seccion trasversal tenga referencia á las dos longitudes adyacentes, la fórmula puede ventajosamente modificarse para hacer su aplicacion mas fácil.

La fórmula E puede trasformarse en la siguiente:

$$[2\,s\,(g+h)^2+3\,b\,(g+h)-2\,s\,g\,h)\,\frac{l}{6} \qquad \text{G.}$$

que puede descomponerse en estos dos términos

$$[3\,b\,(g+h)]\times\frac{l}{6}=\frac{b\,l}{2}\,(g+h) \qquad \text{K.}$$

y

$$[2\,s\,(g+h)^2-2\,s\,g\,h]\times\frac{l}{6}=\frac{s\,l}{3}\,[(g+h)^2-g\,h] \qquad \text{L.}$$

el primero de los cuales es la espresion del prisma central, y el segundo corresponde á las dos pirámides.

Si las alturas de las dos extremidades se designan por h y h' aquellas mismas expresiones quedarán sustituidas por

$$\frac{b\,l}{2}(h+h') \qquad \text{M.}$$

$$\frac{s\,l}{3}\,[(h+h')^2-h\,h'] \qquad \text{N.}$$

Tratándose del prismoide siguiente su primera altura será evidentemente h' y la correspondiente á la otra extremidad puede indicarse por h'' &c. La suma de cualquier número será pues

$$\frac{b\,l}{2}\,[h+h')+(h'+h'')+(h''+h''')+\&c\ldots.]$$

$$=\frac{b\,l}{2}(h+2h'+2\,h''+2\,h'''+\&c.):$$

designando por H la altura correspondiente á la última estacion de la série, la fórmula quedará convertida en

$$b\,l\,\left(\frac{h}{2}+h'+h''+h'''+h^{IV}+\&c\ldots.+\frac{H}{2}\right) \qquad \text{O.}$$

El volúmen de las dos primeras pirámides está representado como se ha dicho por

$$\frac{s\,l}{3}\,[(h+h')^2-h\,h'].\,;$$

La correspondiente al segundo tramo lo estará por

$$\frac{s\,l}{3}\,[(h'+h'')^2-h'\,h'']\,;$$

y así progresivamente, por lo que en un número cuálquiera de estaciones sucesivas el volúmen de las partes piramidales será

$$\frac{s\,l}{3}\,[(h+h')^2+(h'+h'')^2+\&c.-(hh'+h'h''+\&c.)\,]\qquad P.$$

Para hacer la aplicacion á un ejemplo se computará el volúmen de la excavacion comprendida entre la estacion 365 y 378 de la lám. 4ª. La resolucion de la fórmula O será la siguiente:

$\frac{h}{2}=0.62$ $\qquad s=1,\qquad b=6^m,4\qquad l=30^m$

$h'=1.37$

$h''=1.61$

$\&c.=2.51$

3.60

3.95 $\qquad bl=192,$

3.11

3.57

4.06

3.63

1.96

$\frac{H}{2}=0.45$

$$30.14=\left(\frac{h}{2}+h'+h''+\ldots\frac{H}{2}\right)$$

Y el volúmen de esta parte del sólido será:

$$30,14\times192,=5786,^{mm}88$$

El cómputo de las partes piramidales segun la fórmula P es el siguiente:

$h+h'$	$(h+h')^2$	hh'	$\frac{s\,l}{3}=10$
2,02	4,0804	0,9905	
2,98	8,8804	2,2057	
4,12	16,9744	4,0411	$(h+h')^2-h\,h'=$
6,11	37,3321	9,0360	283,4877 × 10=
7,55	57,0025	14,2200	2834,88
7,06	49,8436	12,2845	
6,68	44,6224	11,1027	Prismas extrem.
7,63	58,2169	14,4942	=270,10
7,69	59,1361	14,7378	2834,88=O
5,59	31,2481	7,1148	5786,88=P
2,85	8,1225	1,7444	
			8892 m.cb.
	375,4594	91,9717	

El volúmen total de excavacion, resulta, pues, en 8892 metros cúbicos hecha la reduccion de las fracciones.

Método de las alturas medias.—Se ha indicado que este procedimiento no tiene la precision del anterior, cuando es considerable la diferencia de las dos alturas extremas y por consiguiente de las areas que de ellas se derivan; pero no es esto lo que sucede por lo comun, sino que siendo poco distantes las estaciones, la diferencia resulte gradual y apenas sensible, y entonces no difieren notablemente los resultados obtenidos por este metodo de los que da la fórmula prismoidal.

Es sobre todo muy útil por la facilidad con que puede aplicarse empleando alguna de las diversas tablas compiladas para este objeto. En vez de derivar la altura media entre dos estaciones, es mucho mas sencillo y se obtiene identicamente igual resultado, si se computa la area que corresponde á la altura conocida de la estacion y se multiplica por las dos semidistancias laterales. Es evidente que así se guardan las condiciones del problema, ahorrándose los cómputos de las altu-

ras medias, debiendo solo tenerse presente que al comenzar y concluir los cálculos referentes á cualquier série de estaciones, se computarán por separado la mitad de la primera y la mitad de la última, siendo la media altura de ambas fracciones

$$h_1 = \pm \frac{h - h'}{4} \text{ y } H^h \pm \frac{h'' - H}{4} \text{ respectivamente.}$$

Así se han computado, empleando las tablas especiales redactadas para el ferro carril de México á Puebla, las cubaturas que se ven en el modelo del libro de notas [pág. 105], y que por la pequeñez de la lámina 4ª no se han escrito allí. La diferencia entre los cómputos de la fórmula prismoidal y las tablas es de 8392 — 8810 = 82m.cb, poco menor del 1 por ciento.

El cómputo de los trasportes medios exige el conocimiento de las cubaturas parciales correspondientes á cada estacion; será por consiguiente oportuno calcularlas por las tablas, lo que puede hacerse muy prontamente, y estimarse ademas el volúmen total exacto por la fórmula prismoidal: la aproximacion de los resultados indicará la exactitud de la operacion.

Tablas especiales.—Las tablas de aplicacion general presentan el inconveniente de necesitarse muchas interpolaciones á consecuencia de la extension que se trata de dar á su uso, por lo que se obtiene una facilidad incomparablemente mayor cuando se forman tablas especiales una vez elegida la anchura del camino. A ella únicamente se refieren entonces las diversas alturas, que se pueden llevar por centímetros, lo que dispensa de toda interpolacion y las cubaturas pueden calcularse para la longitud de estacion adoptada: de este modo sin necesidad de cálculos se toma directamente la cubatura que á cada estacion corresponde, suponiendola multiplicada segun se ha dicho por las dos semi-estaciones adyacentes.

Las cantidades progresivas forman una série que fácilmente se desarrolla por las diferencias segundas: bastará, pues, obtener los 3 ó 4 primeros números en que las secciones trasversales están multiplicadas por la longitud de estacion y cal-

cular directamente las que parezcan convenientes para asegurarse en la marcha del cálculo.

Tablas de cuadrados.—Se emplean algunas veces estas tablas partiendo de las siguientes consideraciones. El triángulo $D\ C\ E$ en la fig. 39 tiene una area igual al cuadrado construido sobre $D\ F$; lo mismo que el triángulo $A\ B\ C$ es de igual area á la del cuadrado de $C\ G$. Por tanto si $D\ E$ representa la anchura de un camino y $F\ G$ la hondura de una excavacion, la area trasversal será $=(C\ G)^2-(D\ F)^2$, esto es el cuadrado de la altura mas la semi-anchura de la vía, restado el cuadrado de esta semi-anchura, dará la area de la seccion trasversal, y como este último cuadrado es una cantidad constante, solo será necesario buscar el correspondiente á la suma de la semi-vía y hondura de excavacion.

Si se trata de terraplenes que sean de mas de 1 de base por 1 de altura, será necesario añadir á la cantidad obtenida por la operacion precedente la misma parte del cuadrado de la altura F G que esté espresada por la relacion del talud—1: si tal relacion fuera de 1,5 se habrán de añadir,5 del cuadrado de $F\ G$ supuesto que $B\ H=F\ G$,5 y que el paralelogramo construido sobre $B\ H$ con la altura $G\ F$ es igual á dos areas de $B\ E\ H$, esto es, á este triángulo y al $A\ D\ F$.

Todo lo dicho hasta aquí supone que la terrasería comprendida entre dos estaciones no varía de especie, esto es, que se compone enteramente de excavacion ó terraplen, y por consiguiente no es aplicable al caso en que se verifique un cambio en el espacio de una estacion á otra; entonces debe determinarse el punto de transicion y procederse despues en los términos que pronto se dirán.

Punto de paso ó transicion.—Ya se ha indicado que se designa con este nombre el punto en que se cruzan las líneas del terreno y del proyecto, y es donde acaba una excavacion y comienza un terraplen. Bien que en sus cercanías sea pequeñísimo el volúmen de ambos, debe estimarse con algun cuidado para obtener el número que ha de servir de multiplicador

respecto de las areas, esto es, la longitud de los sólidos terminales. Si se consulta la figura 40, se verá, que siendo proporcionales los triángulos $A\ B\ C$ y $a\ b\ C$, como tambien $A'\ B\ b$, la línea $A\ C$ será

$$= \frac{A\ B \times A\ b}{A'B}.$$

la línea $A\ a$ es la longitud de una estacion; la $A\ B$ es el espesor relativo á la longitud que se busca, y $A'\ B$ es la suma de $A\ B$ y $a\ b$ como se ve en la figura, esto es, los dos espesores que designe el perfil á los dos lados del punto de paso.

Mas breve aún y de bastante aproximacion es el método siguiente. Si en el mismo perfil se toman como metros 30 espacios horizontales de los que representan las estaciones, y verticalmente so reputan decímetros para este caso, los espacios que para el perfil significan 1 metro, se puede suponer como línea del proyecto cualquiera de las horizontales que dividen las decenas de la cuadrícula: *sobre* esta línea en una extremidad, y *abajo* en la otra pueden ponerse ligeras señales que correspondan á los espesores; tendiendo una regla de uno á otro punto ó una hebra delgada, es fácil marcar á la simple vista el punto de interseccion, y por consiguiente estimar la longitud ó fraccion de estacion que se busca. El error no puede pasar de ¼ de metro longitudinal, que solo ejerce una influencia insignificante en aquel ángulo agudísimo de la terrasería.

Conocida la longitud del macizo y la area de uno de sus estremos, y viéndose que á la otra estremidad corresponde 0, puede computarse el volúmen generalmente pequeño, resolviendo la espresion $ar \times 0,5\ l$, designándose por l la longitud que tenga la fraccion de estacion. y por ar la area que corresponde á la altura de la última estacion de la terrasería versada.

Aunque siendo por lo comun pequeño el volúmen de dichas estremidades, basta el método espresado, cuando se quiera to-

da exactitud, se empleará la fórmula prismoidal contenida en las ecuaciones *M* y *N*.

69.—*Perfil de un terreno inclinado lateralmente.*—Se ha supuesto en todas las operaciones descritas que la superficie del terreno es horizontal trasversalmente, ó difiere muy poco de tal posicion; por consiguiente, si el declive fuere sensible y pasare de ,05 por 1^{m}, será preciso formar el perfil trasversal y computar su area si es que se sigue el sistema de las areas medias ó el de las alturas medias.

Mas cuando se halla empleado la fórmula prismoidal ó se usen tablas especiales, puede hacerse la correccion ocurriendo á alguna de las dos tablas siguientes, segun que el talud adoptado haya sido de 1, ó de 1, 5 de base.

Triángulos adicionales.—La formacion y aplicacion de las tablas que espresan las areas de estos triángulos, se comprenderán sencillamente en virtud de las siguientes consideraciones. Si en un terreno (fig. 41) se halla una seccion trasversal de la forma *n c d m*, esta area será igual á la del pentágono irregular *n c b d o* + el triángulo pequeño *o b m*. Pero por la igualdad de los triángulos *h o b*, *h a n*, la superficie de aquel pentágono es igual á la del trapecio *a b d c*, que fácilmente se computa ó por las tablas ó por la fórmula prismoidal, y en ambos casos solo habrá que añadir la area del triángulo adicional *o b m*, objeto de las tablas siguientes.

designándose por α el ángulo *m h b* se derivará la línea *b h'* si se conoce la *h b*, que es igual á la semi-anchura de al vía, mas el espesor multiplicado por la relacion del talud, y bastará resolver la expresion

$$b\,h' = b\,h \times \text{tang}\ \alpha;$$

supuesto que $R : \text{tang.}\ \alpha :: b\,h : b\,h'$.

La pequeña altura *b' h''* se derivará del mismo modo por una proporcion análoga, y así puede procederse desarrollando una série hasta el término que se quiera, pero que en general

bastará llevar solo hasta el tercero en los taludes de gran inclinacion.

Por otra parte, se ve en la figura que la superficie del cuadrilátero $b\ b'\ o'\ o$ es igual á la del cuadrado que se forme sobre $b\ h'$, por consiguiente, la area íntegra del triángulo $b\ o\ m$ se obtendrá sumando los cuadrados de $b\ h'$, $b'\ h''$, $b''\ h'''$. Expresando estos valores en funcion de $b\ h$, la area será

$$(b\ h \times \text{tg}\ \alpha)^2 + (b'\ h' \times \text{tg}\ \alpha)^2 + \ldots.$$

Puede por tanto desarrollarse una série para el caso indicado, que es el de un talud á 45°, y otra análoga para los taludes de 1,5 de base, aplicable á los terraplenes que presenten esa relacion. Si se trata de cualquiera otra cuyo valor se represente por T, la fórmula anterior se cambiará por la expresion

$$T\ (b\ h \times \text{tg}\ \alpha)^2 + T\ (b'\ h' \times \text{tg}\ \alpha)^2 + \ldots.$$

Los resultados han sido los números de las tablas que se insertan á continuacion, en las cuales b designa la anchura de la vía y a el espesor de excavacion ó terraplen.

TRIANGULOS

ADICIONALES A LOS TRAPECIOS CON TALUD A 45°

$\frac{b+a}{2}$	INCLINACION.							
	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08
2,	,001	,002	,004	,006	,010	,014	,019	,025
2,5	,001	,003	,006	,010	,016	,023	,031	,040
3,	,002	,004	,008	,014	,022	,032	,044	,058
3,5	,003	,005	,011	,020	,031	,044	,060	,079
4,	,003	,006	,014	,026	.040	,058	,078	,103
4,5	,004	,008	,018	,032	,051	,073	,099	,131
5,	,005	,010	,022	,040	,063	,091	,123	,161
5,5	,006	,012	,027	,049	,076	,109	,149	,195
6,	,007	,014	,032	,058	,090	,128	,177	,232
6,5	,009	,017	,038	,068	,106	,153	,208	,272
7,	,010	,020	,044	,079	,123	,177	,241	,315
7,5	,012	,023	,050	,091	,141	,203	,277	,362
8,	,013	,026	,058	,103	,161	,232	,316	,412
8,5	,015	,029	,065	,115	,183	,256	,355	,465
9,	,016	,032	,073	,130	,203	,293	,398	,522
9,5	,018	,036	,081	,145	,227	,327	,445	,581
10,	,020	,040	,090	,161	,251	,362	,493	,644
10,5	,022	,044	,099	,177	,277	,400	,543	,710
11,	,024	,048	,109	,195	,304	,438	,596	,779
11,5	,026	,053	,119	,213	,332	,479	,652	,852
12,	,029	,058	,130	,232	,361	,521	,710	,927
12,5	,031	,062	,140	,251	,392	,566	,770	1,006
13,	,034	,068	,152	,272	,424	,612	,833	1,088
13,5	,037	,073	,164	,293	,457	,660	,898	1,174
14,	,039	,078	,176	,315	,492	,709	,966	1,262
14,5	,043	,085	,189	,338	,528	,761	1,036	1,354
15,	,045	,090	,202	,362	,565	,814	1,109	1,449
16,	,052	,102	,230	,412	,642	,927	1,262	1,649
17,	,058	,115	,260	,460	,734	1,064	1,420	1,860
18,	,065	,130	,292	,522	,813	1,172	1,597	2,086
19,	,072	,144	,324	,580	.908	1,308	1,780	2,324
20,	,080	,160	,360	,644	1,004	1,448	1,972	2,576

TRIÁNGULOS

ADICIONALES A LOS TRAPECIOS CON TALUD A 45°

$\frac{b+a}{2}$	INCLINACION.							
	,09	,10	,11	,12	,13	,14	,15	,16
2,	,032	,040	,049	,058	,069	,080	,092	,105
2,5	,051	,063	,076	,091	,107	,125	,145	,164
3,	,073	,091	,110	,131	,155	,180	,207	,236
3,5	,100	,124	,150	,178	,210	,245	,280	,322
4,	,131	,162	,196	,234	,275	,320	,368	,420
4,5	,165	,205	,248	,298	,348	,405	,470	,532
5,	,204	,253	,306	,365	,430	,500	,575	,657
5,5	,247	,306	,370	,442	,520	,605	,695	,795
6,	,294	,364	,441	,526	,619	,720	,828	,946
6,5	,345	,427	,517	,617	,726	,845	,970	1,110
7,	,400	,495	,600	,716	,842	,980	1,128	1,287
7,5	,459	,568	,689	,822	,967	1,125	1,295	1,473
8,	,523	,646	,784	,935	1,100	1,279	1,473	1,681
8,5	,590	,730	,885	1,055	1,242	1,445	1,665	1,900
9,	,662	,818	,992	1,183	1,392	1,619	1,864	2,128
9,5	,732	,911	1,103	1,315	1,554	1,805	2,080	2,367
10,	,817	1,010	1,225	1,461	1,719	1,999	2,301	2,627
10,5	,900	1,113	1,350	1,610	1,896	2,204	2,540	2,898
11,	,988	1,222	1,482	1,768	2,080	2,419	2,784	3,179
11,5	1,080	1,335	1,620	1,931	1,273	2,644	3,042	3,474
12,	1,172	1,454	1,764	2,104	2,475	2,879	3,313	3,783
12,5	1,276	1,578	1,913	2,282	2,685	3,124	3,600	4,104
13,	1,381	1,707	2,070	2,469	2,905	3,379	3,889	4,410
13,5	1,488	1,841	2,232	2,662	3,134	3,643	4,192	4,789
14,	1,601	1,980	2,401	2,864	3,369	3,918	4,510	5,149
14,5	1,717	2,123	2,575	3,071	3,615	4,203	4,841	5,525
15,	1,838	2,272	2,756	3,287	3,868	4,498	5,177	5,891
16,	2,091	2,586	3,136	3,740	4,401	5,118	5,890	6,725
17,	2,360	2,920	3,540	4,220	4,968	5,780	6,660	7,600
18,	2,647	3,272	3,969	4,734	4,569	6,477	7,455	8,511
19,	2,928	3,644	4,412	5,260	6,216	7,220	8,320	9,468
20,	3,266	4,010	4,900	5,844	6,876	7,996	9,216	10,506

TRIANGULOS

ADICIONALES A LOS TRAPECIOS CON TALUD A 45°

b + a	INCLINACION.							
	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08
2,	,001	,002	,004	,006	,010	,014	,019	,025
2,5	,001	,003	,006	,010	,016	,023	,031	,040
3,	,002	,004	,008	,014	,022	,032	,044	,058
3,5	,003	,005	,011	,020	,031	,044	,060	,079
4,	,003	,006	,014	,026	.040	,058	,078	,103
4,5	,004	,008	,018	,032	,051	,073	,099	,131
5,	,005	,010	,022	,040	,063	,091	,123	,161
5,5	,006	,012	,027	,049	,076	,109	,149	,195
6,	,007	,014	,032	,058	,090	,128	,177	,232
6,5	,009	,017	,038	,068	,106	,153	,208	,272
7,	,010	,020	,044	,079	,123	,177	,241	,315
7,5	,012	,023	,050	,091	,141	,203	,277	,362
8,	,013	,026	,058	,103	,161	,232	,316	,412
8,5	,015	,029	,065	,115	,183	,256	,355	,465
9,	,016	,032	,073	,130	,203	,293	,398	,522
9,5	,018	,036	,081	,145	,227	,327	,445	,581
10,	,020	,040	,090	,161	,251	,362	,493	,644
10,5	,022	,044	,099	,177	,277	,400	,543	,710
11,	,024	,048	,109	,195	,304	,438	,596	,779
11,5	,026	,053	,119	,213	,332	,479	,652	,852
12,	,029	,058	,130	,232	,361	,521	,710	,927
12,5	,031	,062	,140	,251	,392	,566	,770	1,006
13,	,034	,068	,152	,272	,424	,612	,833	1,088
13,5	,037	,073	,164	,293	,457	,660	,898	1,174
14,	,039	,078	,176	,315	,492	,709	,966	1,262
14,5	,043	,085	,189	,338	,528	,761	1,036	1,354
15,	,045	,090	,202	,362	,565	,814	1,109	1,449
16,	,052	,102	,230	,412	,642	,927	1,262	1,649
17,	,058	,115	,260	,460	,734	1,064	1,420	1,860
18,	,065	,130	,292	,522	,813	1,172	1,597	2,086
19,	,072	,144	,324	,580	.908	1,308	1,780	2,324
20,	,080	,160	,360	,644	1,001	1,448	1,972	2,576

TRIANGULOS

ADICIONALES Á LOS TRAPECIOS CON TALUD Á 45°

b + a / 2	INCLINACION.							
	,09	,10	,11	,12	,13	,14	,15	,16
2,	,032	,040	,049	,058	,069	,080	,092	,105
2,5	,051	,063	,076	,091	,107	,125	,145	,164
3,	,073	,091	,110	,131	,155	,180	,207	,236
3,5	,100	,124	,150	,178	,210	,245	,280	,322
4,	,131	,162	,196	,234	,275	,320	,368	,420
4,5	,165	,205	,248	,298	,348	,405	,470	,532
5,	,204	,253	,306	,365	,430	,500	,575	,657
5,5	,247	,306	,370	,442	,520	,605	,695	,795
6,	,294	,364	,441	,526	,619	,720	,828	,946
6,5	,345	,427	,517	,617	,726	,845	,970	1,110
7,	,400	,495	,600	,716	,842	,980	1,128	1,287
7,5	,459	,568	,689	,822	,967	1,125	1,295	1,473
8,	,523	,646	,784	,935	1,100	1,279	1,473	1,681
8,5	,590	,730	,885	1,055	1,242	1,445	1,665	1,900
9,	,662	,818	,992	1,183	1,392	1,619	1,864	2,128
9,5	,732	,911	1,103	1,315	1,554	1,805	2,080	2,367
10,	,817	1,010	1,225	1,461	1,719	1,999	2,301	2,627
10,5	,900	1,113	1,350	1,610	1,896	2,204	2,540	2,898
11,	,988	1,222	1,482	1,768	2,080	2,419	2,784	3,179
11,5	1,080	1,335	1,620	1,931	1,273	2,644	3,042	3,474
12,	1,172	1,454	1,764	2,104	2,475	2,879	3,313	3,783
12,5	1,276	1,578	1,913	2,282	2,685	3,121	3,600	4,104
13,	1,381	1,707	2,070	2,469	2,905	3,379	3,889	4,440
13,5	1,488	1,841	2,232	2,662	3,134	3,643	4,192	4,789
14,	1,601	1,980	2,401	2,864	3,369	3,918	4,510	5,149
14,5	1,717	2,123	2,575	3,071	3,615	4,203	4,841	5,525
15,	1,838	2,272	2,756	3,287	3,868	4,498	5,177	5,891
16,	2,091	2,586	3,136	3,740	4,401	5,118	5,890	6,725
17,	2,360	2,920	3,540	4,220	4,968	5,780	6,660	7,600
18,	2,647	3,272	3,969	4,734	4,569	6,477	7,455	8,511
19,	2,928	3,644	4,412	5,260	6,216	7,220	8,320	9,468
20,	3,266	4,040	4,900	5,844	6,876	7,996	9,216	10,506

TRIANGULOS

ADICIONALES A LOS TRAPECIOS CON TALUD A 45°

b + a	INCLINACION.							
	,17	,18	,19	,20	,21	,22	,23	,24
2,	,119	,134	,150	,166	,184	,203	,223	,244
2,5	,186	,209	,234	,260	,288	,318	,349	,382
3,	,268	,301	,337	,375	,415	,458	,503	,550
3,5	,364	,410	,459	,510	,565	,623	,684	,749
4,	,476	,536	,599	,666	,718	,814	,894	,978
4,5	,603	,678	,758	,843	,934	1,030	1,113	1,238
5,	,744	,838	,935	1,042	1,153	1,272	1,396	1,528
5,5	,898	1,013	1,133	1,260	1,395	1,539	1,690	1,849
6,	1,071	1,205	1,348	1,500	1,661	1,831	2,011	2,200
6,5	1,257	1,414	1,582	1,760	1,949	2,149	2,360	2,582
7,	1,458	1,640	1,835	2,041	2,260	2,493	2,737	2,995
7,5	1,674	1,883	2,106	2,344	2,594	2,861	3,142	3,438
8,	1,905	2,143	2,397	2,666	2,952	3,256	3,575	3.912
8,5	2,149	2,418	2,705	3,010	3,333	3,675	4,036	4,415
9,	2,410	2,712	3,033	3,374	3,736	4,120	4,525	4,951
9,5	2,687	3,018	3,379	3,760	4,161	4,593	5,044	5,515
10,	2,976	3,348	3,745	4,166	4,613	5,087	5,586	6,112
10,5	3,280	3,690	4,128	4,594	5,087	5,607	6,159	6,738
11,	3,591	4,051	4,531	5,041	5,582	6.155	6,759	7,396
11,5	3,935	4,427	4,952	5,509	6,100	6,728	7,388	8,083
12,	4,285	4,821	5,393	5,999	6,644	7,325	8,044	8,801
12,5	4,650	5,231	5,851	6,509	7,207	7,948	8,728	9,550
13,	5,029	5,658	6,329	7,040	7,796	8,597	9,440	10,329
13,5	5,422	6,100	6,824	7,594	8,409	9,269	10,181	11,138
14,	5,833	6,562	7,340	8,166	9,041	9,970	10,948	11,979
14,5	6,256	7,038	7,873	8,760	9,700	10,694	11,745	12,850
15,	6,696	7,533	8,426	9,377	10,379	11,446	12,568	13,757
16,	7,608	8,571	9,587	10,665	11,799	13,025	14,300	15,647
17,	8,596	9,672	10,820	12,040	13,332	14,700	16, 44	17,660
18,	9,642	10,847	12,134	13,498	14,946	16,482	18,099	19,801
19,	10,748	12,072	13,516	15,040	16,644	18,372	20,176	22,060
20,	11,904	13,392	14,980	16,664	18,652	20,348	22,344	24,448

TRIANGULOS

ADICIONALES A LOS TRAPECIOS CON TALUD A 45°

$\frac{b+a}{2}$	INCLINACION.							
	,25	,26	,27	,28	,29	,30	,31	,32
2,	,267	,290	,315	,340	,367	,396	,425	,456
2,5	,417	,453	,492	,531	,574	,618	,665	,713
3,	,600	,652	,709	,765	,827	,890	,957	1,027
3,5	,817	,888	,963	1,042	1,125	1,212	1,302	1,398
4,	1,067	2,160	1,258	1,361	1,469	1,582	1,701	1,825
4,5	1,350	1,468	1,592	1,722	1,859	2,003	2,153	2,310
5,	1,667	1,812	1,966	2,124	2,295	2,472	2,658	2,852
5,5	2,017	2,193	2,379	2,573	2,777	2,992	3,216	3,451
6,	2,400	2,610	2,831	3,061	3,306	3,560	3,827	4,108
6,5	2,817	3,063	3,322	3,594	3,879	4,178	4,492	4,819
7,	3,267	3,553	3,853	4,168	4,499	4,846	5,209	5,590
7,5	3,751	4,078	4,423	4,784	5,165	5,563	5,980	6,417
8,	4,268	4,640	5,032	5,444	5,876	6,329	6,803	7,300
8,5	4,817	5,238	5,682	6,143	6,635	7,145	7,681	8,245
9,	5,401	5,873	6,369	6,889	7,437	8,016	8,610	9,240
9,5	6,017	6,538	7,110	7,671	8,293	8,925	9,597	10,279
10,	6,668	7,250	7,863	8,505	9,182	9,889	10,630	11,408
10,5	7,350	7,993	8,670	9,374	10,125	10,902	11,710	12,581
11,	8,068	8,773	9,514	10,291	11,110	11,966	12,862	13,803
11,5	9,819	9,588	10,399	11,248	12,143	13,079	14,059	15,087
12,	9,602	10,440	11,324	12,244	13,224	14,240	15,308	16,432
12,5	10,418	11,328	12,287	13,289	14,347	15,452	16,610	17,825
13,	11,269	12,252	13,289	14,375	15,517	16,712	17,967	19,277
13,5	12,150	13,213	14,332	15,496	16,737	18,022	19,374	20,797
14,	13,059	14,210	15,411	16,670	17,997	19,382	20,835	22,360
14,5	14,019	15,243	16,533	17,879	19,307	20,791	22,340	23,989
15,	15,003	16,312	17,692	19,134	20,659	22,250	23,918	25,668
16,	17,072	18,560	20,128	21,776	23,504	25,316	27,212	29,200
17,	19,268	20,952	22,728	24,572	26,540	28,580	30,724	32,980
18,	21,604	23,492	25,476	27,556	29,748	32,040	34,440	36,960
19,	24,068	26,152	28,440	30,684	33,172	35,700	38,388	41,116
20,	26,672	29,000	31,452	34,020	36,728	39,556	42,520	45,632

TRIANGULOS

ADICIONALES EN TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

$\frac{b}{2}+1,5a$	INCLINACION.							
	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08
2,	,001	,002	,005	,010	,015	,022	,030	,039
2,5	,002	,004	,008	,015	,023	,034	,046	,061
3,	,003	,005	,012	,022	,034	,049	,067	,088
3,5	,004	,007	,017	,030	,046	,067	,091	,119
4,	,005	,010	,022	,039	,060	,087	,119	,156
4,5	,006	,012	,027	,049	,076	,109	,151	,197
5,	,008	,015	,034	,061	,094	,136	,186	,244
5,5	,009	,018	,041	,073	,114	,164	,225	,295
6,	,011	,022	,049	,087	,136	,196	,267	,350
6,5	,013	,026	,055	,103	,159	,230	,314	,411
7,	,015	,030	,065	,119	,185	,267	,364	,477
7,5	,017	,034	,076	,137	,212	,304	,418	,548
8,	,019	,039	,087	,156	,241	,348	,476	,624
8,5	,022	,044	,099	,176	,273	,393	,536	,702
9,	,024	,049	,110	,197	,305	,437	,602	,789
9,5	,027	,055	,123	,219	,340	,491	,671	,879
10,	,030	,061	,136	,243	,377	,544	,743	,974
10,5	,034	,067	,150	,266	,416	,600	,818	1,072
11,	,036	,074	,165	,294	,456	,658	,899	1,179
11,5	,039	,081	,180	,322	,498	,719	,974	1,288
12,	,043	,088	,196	,350	,543	,783	1,070	1,403
12,5	,047	,095	,212	,379	,588	,850	1,160	1,522
13,	,051	,103	,235	,411	,637	,919	1,256	1,646
13,5	,055	,112	,248	,440	,688	,992	1,352	1,772
14,	,060	,120	,267	,476	,739	1,066	1,456	1,909
14,5	,065	,129	,286	,509	,793	1,144	1,561	2,046
15,	,069	,137	,306	,547	,848	1,214	1,672	2,192
16,	,076	,156	,348	,622	,965	1,393	1,902	2,493
17,	,085	,176	,396	,702	1,092	1,572	2,144	2,808
18,	,096	,197	,441	,787	1,221	1,763	2,407	3,156
19,	,108	,220	,492	,876	1,370	1,964	2,684	3.516
20,	,120	,244	,544	,972	1,508	2.176	2,972	3,896

TRIANGULOS

ADICIONALES EN TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

$\frac{b}{2}+1,5a$	INCLINACION.							
	,09	,10	,11	,12	,13	,14	,15	,16
2,	,050	,061	,075	,089	,105	,123	,142	,163
2,5	,077	,096	,116	,139	,164	,192	,222	,254
3,	,112	,138	,168	,201	,237	,277	,320	,367
3,5	,158	,190	,228	,274	,323	,377	,435	,499
4,	,198	,245	,298	,357	,421	,493	,569	,653
4,5	,251	,311	,377	,452	,533	,623	,719	,825
5,	,309	,384	,466	,558	,658	,769	,888	1,018
5,5	,374	,464	,564	,675	,796	,930	1,075	1,232
6,	,446	,552	,672	,804	,948	1,109	1,280	1,467
6,5	,523	,654	,787	,943	1,112	1,301	1,501	1,724
7,	,607	,760	,914	1,094	1,290	1,508	1,742	1,997
7,5	,696	,863	1,049	1,255	1,480	1,730	1,999	2,292
8,	,792	,982	1,194	1,428	1,684	1,967	2,274	2,608
8,5	,895	1,108	1,349	1,614	1,902	2,212	2,569	2,932
9,	1,003	1,243	1,511	1,807	2,132	2,492	2,878	3,299
9,5	1,123	1,385	1,685	2,015	2,376	2,758	3,209	3,660
10,	1,238	1,534	1,866	2,232	2,632	3,076	3,554	4,074
10,5	1,366	1,690	2,058	2,472	2,903	3,375	3,920	4,492
11,	1,493	1,856	2,258	2,699	3,184	3,722	4,299	4,929
11,5	1,637	2,029	2,466	2,952	3,480	4,071	4,700	5,390
12,	1,782	2,208	2,686	3,216	3,789	4,436	5,120	5,866
12,5	1,934	2,397	2,915	3,487	4,112	4,808	5,553	6,365
13,	2,092	2,593	3,148	3,771	4,447	5,205	6,006	6,885
13,5	2,258	2,794	3,402	4,070	4,799	5,614	6,480	7,496
14,	2,428	3,040	3,657	4,376	5,160	6,032	6,968	7,988
14,5	2,604	3,224	3,924	4,704	5,535	6,451	7,474	8,566
15,	2,785	3,452	4,198	5,022	5,922	6,921	7,996	9,166
16,	3,168	3,928	4,776	5,712	6,736	7,896	9,096	10,452
17,	3,580	4,432	5,396	6,456	7,608	8,848	10,276	11,728
18,	4,012	4,972	6,044	7,228	8,524	9,968	11,512	13,196
19,	4,492	5,540	6,740	8,060	9,504	11,032	12,836	14,640
20,	4,952	6,136	7,464	8,928	10,528	12,304	14,216	16,296

TRIANGULOS

ADICIONALES EN TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

$\frac{b}{2}+1,5a$	INCLINACION.							
	,17	,18	,19	,20	,21	,22	,23	,24
2,	,185	,210	,236	,262	,294	,326	,360	,397
2,5	,289	,328	,368	,410	,459	,509	,562	,619
3,	,417	,472	,530	,590	,661	,733	,810	,892
3,5	,568	,642	,722	,803	,899	,997	1,102	1,214
4,	,741	,838	,943	1,049	1,174	1,303	1,440	1,586
4,5	,938	1,061	1,193	1,327	1,486	1,649	1,829	2,008
5,	1,158	1,310	1,473	1,638	1,835	2,036	2,249	2,478
5,5	1,402	1,585	1,782	1,982	2,220	2,463	2,729	2,999
6,	1,668	1,886	2,121	2,359	2,642	2,931	3,239	3,569
6,5	1,958	2,214	2,489	2,769	3,101	3,440	3,809	4,188
7,	2,720	2,568	2,887	3,211	3,597	3,989	4,409	4,857
7,5	2,606	2.948	3,314	3,686	4,129	4,580	5,061	5,576
8,	2,965	3,354	3,771	4,194	4,698	5,211	5,758	6,344
8,5	3,384	3,785	4,257	4,734	5,302	5,882	6,500	7,163
9,	3,753	4,244	4,772	5,308	5,945	6,595	7,288	8,030
9,5	4,182	4,733	5,315	5,916	6,628	7,350	8,120	8,945
10,	4,633	5,240	5,892	6,553	7,340	8,142	8,997	9,913
10,5	5,104	5,766	6,493	7,224	8,091	8,916	9,919	10,930
11,	5,606	6,340	7,129	7,929	8,881	9,852	10,917	11,995
11,5	6,127	6,930	7,792	8,616	9,707	10,767	11,898	13,110
12,	6,672	7,544	8,484	9,436	10,568	11,724	12,956	14,276
12,5	7,238	8,188	9,206	10,240	11,469	12,722	14,057	15,485
13,	7,830	8,856	9,957	11,075	12,405	13,760	15,235	16,753
13,5	8,444	9,548	10,738	11,942	13,375	14,778	16,397	18,068
14,	9,081	10,270	11,548	12,844	14,386	15,958	17,634	19,429
14,5	9,737	11,016	12,385	13,777	15,431	17,058	18,916	20,843
15,	10,424	11,790	13,257	14,744	16,515	18,320	20,243	22,304
16,	11,861	13,415	15,083	16,776	18,791	20,843	23,032	25,377
17,	13,392	15,140	17,028	18,936	21,208	23,528	26,000	28,652
18,	15,012	16,976	19,088	21,232	23,780	26,380	29,272	32,120
19,	16,728	18,932	21,260	23,664	26,512	29,400	32,480	35,780
20,	18,532	20,960	23,568	26,212	29,360	32,568	35,988	39,652

TRIANGULOS

ADICIONALES EN TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1 DE ALTURA.

$2b+1,5a$	INCLINACION.							
	,25	,26	,27	,28	,29	,30	,31	,32
2,	,436	,478	,523	,571	,622	,676	,734	,794
2,5	,681	,747	,817	,892	,971	1,056	1,147	1,240
3,	,980	1,076	1,177	1,284	1,399	1,521	1,652	1,786
3,5	1,334	1,464	1,601	1,747	1,904	2,070	2,248	2,430
4,	1,743	1,912	2,091	2,282	2,486	2,704	2,936	3,174
4,5	2,206	2,421	2,647	2,889	3,147	3,422	3,717	4,019
5,	2,723	2,988	3,268	3,566	3,885	4,225	4,588	4,960
5,5	3,297	3,616	3,955	4,315	4,701	5,112	5,552	6,000
6,	3,921	4,303	4,706	5,135	5,594	6,084	6,607	7,142
6,5	4,602	5,050	5,523	6,027	6,565	7,140	7,753	8,382
7,	5,338	5,857	6,405	6,990	7,614	8,281	8,992	9,721
7,5	6,127	6,724	7,353	8,024	8,741	9,506	10,323	11,159
8,	6,972	7,650	8,366	9,130	9,945	10,815	11,744	12,697
8,5	7,869	8,636	9,445	10,306	11,227	12,210	13,260	14,334
9,	8,823	9,682	10,589	11,554	12,587	13,689	14,866	16,070
9,5	9,827	10,790	11,803	12,876	14,029	15,252	16,566	17,910
10,	10,893	11,953	13,072	14,265	15,539	16,899	18,351	19,839
10,5	12,008	13,178	14,412	15,726	17,132	18,632	20,234	21,872
11,	13,189	14,463	15,818	17,260	18,803	20,449	22,206	24,000
11,5	14,403	15,808	17,288	18,866	20,551	22,349	24,269	26,238
12,	15,686	17,212	18,824	20,540	22,376	24,336	26,428	28,568
12,5	17,021	18,677	20,425	22,290	24,280	26,405	28,674	30,999
13,	18,409	20,201	22,092	24,108	26,261	28,559	31,012	33,528
13,5	19,850	21,784	23,824	25,996	28,320	30,800	33,448	36,166
14,	21,352	23,428	25,621	27,959	30,456	33,122	35,968	38,884
14,5	22,901	25,131	27,484	29,991	32,671	35,531	38,585	41,711
15,	24,509	26,894	29,412	32,096	34,963	38,023	41,290	44,638
16,	27,888	30,600	33,464	36,520	39,780	43,250	46,976	50,788
17,	31,476	34,544	37,780	41,224	44,908	48,840	53,040	57,336
18,	35,292	38,728	42,356	46,216	50,348	54,756	59,464	64,280
19,	39,308	43,160	47,212	51,504	56,116	61,008	66,264	71,640
20,	43,572	47,812	52,288	57,060	62,156	67,596	73,404	79,356

70.—*Perfil heterogéneo.*—Cuando la seccion trasversal representa á un mismo tiempo terraplen y excavacion, resultarán naturalmente dos figuras triángulares que se aproximaran á la forma que exhibe la figura 35, habiendo entre ambos triángulos una diferencia independiente de la que presenten sus bases, y que consistirá en los diversos taludes. Aunque no es difícil, sí es embarazoso estimar la area de aquellas figuras, y por esto para los cálculos de esta especie se ponen las dos tablas siguientes en que respectivamente se dan las secciones trasversales relativas á los dos taludes mas comunes, esto es, de 1 y de 1, 5 por 1 de altura. La base de los triángulos se derivará trigonométricamente ó por una proporcion cuyos elementos dará el perfil trasversal, ó por el método gráfico indicado para fijar el punto de transicion.

TRIANGULOS SIMPLES CON TALUD A 45°

Bas.	INCLINACION.							
	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08
,5	,001	,002	,004	,005	,007	,008	,010	,011
1,	,005	,010	,015	,021	,026	,032	,038	,043
1,5	,012	,024	,037	,047	,059	,072	,085	,098
2,	,020	,040	,062	,084	,105	,128	,151	,174
2,5	,032	,064	,097	,130	,165	,199	,235	,272
3,	,046	,092	,139	,188	,237	,287	,339	,391
3,5	,062	,125	,189	,255	,323	,391	,461	,533
4,	,081	,164	,247	,334	,422	,511	,602	,696
4,5	,102	,204	,313	,422	,534	,646	,763	,881
5,	,126	,255	,387	,521	,659	,798	,942	1,087
5,5	,153	,309	,467	,630	,798	,965	1,107	1,315
6,	,182	,368	,557	,750	,949	1,149	1,356	1,565
6,5	,214	,432	,653	,871	1,114	1,349	1,589	1,838
7,	,247	,500	,758	1,021	1,292	1,564	1,845	2,131
7,5	,284	,575	,870	1,172	1,483	1,795	2,118	2,446
8,	,323	,653	,989	1,334	1,688	2,043	2,410	2,783
8,5	,365	,738	1,118	1,505	1,905	2,306	2,722	3,141
9,	,409	,827	1,252	1,688	2,136	2,585	3,051	3,522
9,5	,461	,922	1,394	1,885	2,377	2,878	3,400	3,921
10,	,505	1,021	1,546	2,084	2,637	3,192	3,766	4,348
10,5	,557	1,128	1,708	2,297	2,906	3,519	4,153	4,793
11,	,611	1,236	1,869	2,521	3,191	3,862	4,527	5,261
11,5	,667	1,349	2,045	2,756	3,488	4,221	4,981	5,750
12,	,728	1,472	2,227	3,001	3,797	4,597	5,423	6,261
12,5	,839	1,595	2,416	3,256	4,120	4,987	5,884	6,794
13,	,853	1,728	2,613	3,482	4,457	5,397	6,359	7,351
13,5	,922	1,864	2,822	3,797	4,804	5,817	6,865	7,923
14,	,988	2,001	3,031	4,085	5,169	6,256	7,381	8,522
14,5	1,062	2,149	3,254	4,381	5,543	6,711	7,919	9,141
15,	1,136	2,297	3,479	4,689	5,933	7,182	8,474	9,783
16,	1,292	1,612	3,958	5,336	6,752	8,172	9,641	11,531
17,	1,460	2,952	4,472	6,020	7,620	9,224	10,888	12,564
18,	1,636	3,308	5,009	6,751	8,544	10,341	12,202	14,088
19,	1,844	3,688	5,576	7,540	9,508	11,512	13,600	15,684
20,	2,020	4,048	6,184	8,336	10,548	12,768	15,064	17,392

TRIANGULOS SIMPLES CON TALUD A 45°

Bas.	INCLINACION.							
	,09	,10	,11	,12	,13	,14	,15	,16
,5	,012	,014	,016	,017	,019	,021	,022	,024
1,	,049	,056	,022	,038	,075	,081	,088	,095
1,5	,111	,125	,139	,154	,168	,184	,199	,214
2,	,198	,222	,247	,273	,299	,326	,353	,381
2,5	,309	,347	,386	,427	,467	,509	,551	,595
3,	,445	,500	,556	,614	,672	,733	,794	,857
3,5	,603	,674	,756	,836	,915	,997	1,081	1,167
4,	,794	,889	,989	1,092	1,195	1,302	1,412	1,574
4,5	1,001	1,125	1,251	1,382	1,513	1,648	1,787	1,929
5,	1,236	1,389	1,545	1,703	1,868	2,035	2,205	2,381
5,5	1,496	1,678	1,869	2,034	2,260	2,462	2,669	2,881
6,	1,780	2,	2,224	2,456	2,689	2,930	3,176	3,429
6,5	2,089	2,348	2,587	2,884	3,156	3,438	3,729	4,149
7,	2,424	2,694	3,023	3,343	3,661	3,988	4,323	4,667
7,5	2,782	3,097	3,476	3,838	4,202	4,578	4,962	5,357
8,	3,165	3,555	3,955	4,367	4,781	5,209	5,646	6,295
8,5	3,572	4,014	4,464	4,929	5,397	5,881	6,374	6,882
9,	4,003	4,500	5,005	5,527	6,052	6,593	7,146	7,714
9,5	4,462	5,014	5,576	6,157	6,739	7,354	7,962	8,594
10,	4,946	5,555	6,179	6,823	7,471	8,139	8,822	9,524
10,5	5,451	6,125	6,786	7,522	8,235	8,974	9,727	10,501
11,	5,985	6,711	7,477	8,256	9,040	9,848	10,675	11,524
11,5	6,541	7,347	8,172	9,024	9,880	10,765	11,667	12,695
12,	7,142	8,	8,898	9,825	10,758	11,720	12,704	13,715
12,5	7,728	8,680	9,654	10,661	11,673	12,717	13,784	14,881
13,	8,355	9,390	10,446	11,534	12,622	13,753	14,914	16,597
13,5	9,011	10,125	11,259	12,434	13,613	14,834	16,079	17,359
14,	9,694	10,778	12,111	13,373	14,643	15,952	17,291	18,667
14,5	10,397	11,680	12,935	14,345	15,706	17,113	18,549	20,025
15,	11,128	12,389	13,903	15,352	16,810	18,313	19,849	21,429
16,	12,662	14,222	15,818	17,467	19,126	20,836	22,584	25,182
17,	14,288	16,056	17,856	19,716	21,588	23,524	25,496	27,528
18,	16,025	18,	20,020	22,106	24,206	26,370	28,583	30,858
19,	17,848	20,056	22,304	24,628	26,956	29,416	31,848	34,376
20,	19,784	22,222	24,716	27,292	29,884	32,556	35,288	38,096

TRIANGULOS SIMPLES CON TALUD A 45°

Bas.	INCLINACION.							
	,17	,18	,19	,20	,21	,22	,23	,24
,5	,026	,027	,029	,031	,033	,035	,037	,039
1,	,102	,110	,117	,125	,133	,141	,149	,158
1,5	,230	,247	,264	,281	,299	,317	,336	,355
2,	,410	,439	,469	,500	,531	,564	,598	,631
2,5	,640	,686	,733	,781	,831	,881	,933	,987
3,	,921	,988	1,055	1,125	1,196	1,268	1,343	1,421
3,5	1,254	1,345	1,437	1,531	1,628	1,727	1,829	1,934
4,	1,638	1,756	1,877	2,	2,126	2,255	2,389	2,526
4,5	2,074	2,223	2,375	2,531	2,691	2,854	3,028	3,197
5,	2,560	2,744	2,932	3,125	3,322	3,524	3,732	3,947
5,5	3,097	3,320	3,548	3,781	4,019	4,264	4,515	4,776
6,	3,686	3,951	4,222	4,499	4,783	5,074	5,373	5,683
6,5	4,326	4,637	4,957	5,281	5,614	5,955	6,308	6,670
7,	5,017	5,378	5,747	6,124	6,510	6,907	7,314	7,736
7,5	5,759	6,174	6,597	7,030	7,474	7,929	8,396	8,880
8,	6,553	7,025	7,506	8,	8,503	9,021	9,554	10,104
8,5	7,398	7,929	8,473	9,029	9,599	10,183	10,783	11,405
9,	8,294	8,891	9,500	10,123	10,762	11,417	12,110	12,787
9,5	9,241	9,907	10,584	11,281	11,993	12,720	13,467	14,249
10,	10,239	10,976	11,728	12,498	13,286	14,095	14,926	15,787
10,5	11,288	12,100	12,930	13,778	14,648	15,539	16,455	17,404
11,	12,389	13,281	14,191	15,123	16,076	17,055	18,061	19,102
11,5	13,541	14,516	15,490	16,529	17,570	18,640	19,740	20,878
12,	14,744	15,804	16,888	17,996	19,132	20,296	21,492	22,732
12,5	15,999	17,150	18.325	19,529	20,760	22,023	23,322	24,667
13,	17,302	18,548	19,826	21,125	22,456	23,819	25,233	26,681
13,5	18,660	20,002	21,374	22,776	24,214	25,687	27,201	28,770
14,	20,068	21,513	22,987	24,496	26,041	27,626	29,254	30,943
14,5	21,527	23,076	24,658	26,276	27,934	29,634	31,381	33,191
15,	23,038	24,696	26,388	28,121	29,894	31,714	33,584	35,521
16,	26,211	28,100	30,024	32,	34,012	36,084	38,216	40,416
17,	29,592	31,716	33,892	36,116	38,396	40,732	43,132	45,620
18,	33,174	35,562	37,999	40,494	43,047	45,668	48,440	51,150
19,	36,964	39,628	42,336	45,124	47,972	50,880	53,868	56,996
20,	40,956	43,904	46,912	49,992	53,144	56,380	59,804	63,148

TRIANGULOS SIMPLES CON TALUD A 45º

Bas,	INCLINACION.							
	,25	,26	,27	,28	,29	,30	,31	,32
,5	,042	,044	,046	,049	,051	,054	,056	,059
1,	,167	,176	,185	,194	,204	,214	,225	,235
1,5	,375	,395	,416	,437	,459	,482	,505	,529
2,	,667	,703	,739	,778	,817	,857	,898	,941
2,5	1,042	1,098	1,155	1,217	1,276	1,339	1,403	1,471
3,	1,500	1,581	1,664	1,750	1,838	1,928	2,021	2,117
3,5	2,042	2,152	2,265	2,382	2,501	2,625	2,751	2,882
4,	2,667	2,811	2,958	3,111	3,267	3,428	3,592	3,764
4,5	3,377	3,557	3,744	3,902	4,135	4,339	4,547	4,764
5,	4,167	4,392	4,622	4,867	5,105	5,357	5,613	5,882
5,5	5,042	5,314	5,592	5,882	6,177	6,481	6,792	7,117
6,	6,	6,324	6,655	7,000	7,351	7,713	8,083	8,470
6,5	7,042	7,422	7,811	8,211	8,627	9,052	9,487	9,939
7,	8,167	8,608	9,059	9,528	10,006	10,499	11,002	11,528
7,5	9,375	9,882	10,399	10,939	11,487	12,052	12,630	13,234
8,	10,667	11,243	11,832	12,444	13,069	13,712	14,370	15,056
8,5	12,042	12,692	13,356	13,923	14,753	15,480	16,302	16,998
9,	13,500	14,229	14,974	15,608	16,541	17,355	18,187	19,057
9,5	15,042	15,854	16,686	17,389	18,431	19,334	20,266	21,229
10,	16,667	17,567	18,487	19,444	20,421	21,426	22,453	23,527
10,5	18,375	19,367	20,381	21,437	22,512	23,621	24,754	25,938
11,	20,167	21,256	22,369	23,528	24,709	25,926	27,168	28,468
11,5	22,042	23,232	24,449	25,715	27,006	28,336	29,694	31,114
12,	24,	25,297	26,621	28,000	29,405	30,852	32,331	33,879
12,5	26,042	27,448	28,885	30,383	31,907	33,478	35,082	36,761
13,	28,167	29,688	31,243	32,845	34,508	36,208	37,946	39,757
13,5	30,375	32,015	33,691	35,437	36,214	39,047	40,920	42,879
14,	32,667	34,431	36,235	38,111	40,025	41,995	44,008	46,113
14,5	35,042	36,934	38,868	40,881	42,933	45,047	47,207	49,465
15,	37,500	39,526	41,596	43,756	45,947	48,209	50,519	52,936
16,	42,667	44,972	47,328	49,777	52,278	54,848	57,480	59,584
17,	48,168	50,768	53,424	55,692	59,012	61,920	65,208	67,992
18,	54,200	56,916	59,896	62,432	66,164	69,420	72,747	76,228
19,	60,168	63,416	66,744	69,556	73,724	77,336	81,064	84,916
20,	66,667	70,268	73,948	77,777	81,684	85,704	89,812	94,108

TRIANGULOS

SIMPLES CON TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

Bas.	INCLINACION.							
	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08
,5	,001	,002	,004	,005	,007	,008	,010	,011
1,	,005	,010	,016	,021	,027	,033	,039	,045
1,5	,011	,023	,935	,048	,061	,074	,088	,102
2,	,020	,041	,063	,085	,108	,131	,156	,181
2,5	,037	,064	,098	,133	,169	,206	,245	,284
3,	,046	,093	,141	,192	,243	,297	,352	,409
3,5	,062	,126	,193	,261	,231	.404	,480	.557
4,	,081	,165	,,252	,340	,432	,528	,627	,727
4,5	,103	,209	,318	,431	,547	,668	,793	,921
5,	,127	,258	,393	,532	,676	,824	,979	1,137
5,5	,153	,312	,476	.644	,818	1,072	1,185	1,375
6,	,183	,371	,566	,766	,973	1,187	1,410	1,637
6,5	,214	,436	,664	,899	1,142	1.393	1,655	1,921
7,	,248	,505	,771	1,043	1,325	1,616	1,919	2,228
7,5	,285	,579	,884	1,197	1,520	1,855	2,203	2,557
8,	,324	,660	1,006	1,362	1,730	2,110	2,506	2,909
8,5	,366	,745	1,136	1,537	1,953	2,382	2,829	3,284
9,	,411	,835	1,273	1,724	2,189	2,671	3,172	3,682
9,5	,458	,930	1,419	1,921	2,439	2,976	3,534	4,103
10,	,507	1,031	1,572	2,128	2,703	3,297	3,916	4,546
10,5	,559	1,137	1,733	2,346	2.980	3.635	4,317	5,012
11,	,613	1,248	1,902	2,575	3.271	3.989	4,738	5,511
11,5	,671	1,363	2,079	2 814	3,575	4,360	5,179	6,012
12,	,730	1,485	2,264	3,064	3,892	4,748	5,639	6,546
12,5	,792	1,611	2,456	3,325	4 223	5,152	6,119	7,103
13,	,857	1,742	2,657	3,596	4,568	5,572	6,618	7,683
13,5	,924	1,879	2,865	3,778	4,926	6 009	7,137	8,285
14,	,993	2,020	3,084	4,172	5,300	6,464	7,676	8,912
14,5	,1066	2,168	3 305	4,474	5,683	6,932	8,233	9 558
15,	1,141	2,313	3,536	4,788	6,080	7,420	8,812	10,228
16,	1,296	2,640	4,024	5,449	6.920	8.440	10.024	11,636
17,	1,464	2,980	4,544	6,148	7,812	9,528	11,316	13,136
18,	1,644	2,340	5,092	6 896	8,786	10,684	12 688	14,728
19,	1,832	2 720	5.676	7,684	9,756	11,904	14,136	16 412
20,	2,028	2,124	6,288	8512	10,812	13,188	15,664	18,184

TRIANGULOS

SIMPLES CON TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

Bas.	INCLINACION.							
	,09	,10	,11	,12	,13	,14	,15	,16
,5	,013	,015	,016	,018	,020	,022	,024	,026
1,	,052	,059	,066	,073	.081	,089	,097	,105
1,5	,117	,132	,148	,165	,182	,200	,218	,237
2,	,208	,235	,263	,293	,323	,355	,387	,421
2,5	,325	,368	,411	,457	,504	,555	,605	,658
3,	,468	,529	,592	,659	,726	,799	,871	,947
3,5	.638	,721	,806	,896	,989	1,087	1,185	1,290
4,	,833	,941	1,052	1,171	1,291	1,420	1,548	1,684
4,5	1,054	1,191	1,332	1,482	1,634	1,797	1,959	2,132
5,	1,301	1,471	1,644	1,830	2,018	2,219	2,419	2,632
5,5	1,575	1,780	1,989	2,214	2,441	2,685	2,926	3,184
6,	1,874	2,118	2,367	2,634	2,905	3,195	3,483	3,790
6,5	2,199	2,486	2,778	3,092	3,410	3 750	4,087	4 448
7,	2.550	2 883	3,222	3,586	3 954	4 349	4,740	5,158
7,5	2,928	3,309	3,700	4,116	4,539	4,992	5,442	5 921
8.	3,331	3,765	4,209	4,684	5,165	5,680	6,191	6,737
8 5	3,761	4,250	4,754	5,287	5 831	6,412	6,989	7 606
9,	4,216	4,765	5,327	5,928	6 537	7,189	7,836	8,527
9,5	4 698	5,309	5 937	6.604	7.283	8 010	8,731	9,501
10,	5,205	5,883	6,576	7,318	8,070	8,875	9,674	10,527
10,5	5,739	6,486	7,250	8.068	8,897	9,785	10,666	11,606
11,	6 298	7,118	7,957	8,855	9,765	10.739	11 706	12.738
11,5	6,884	7,780	8,697	9,678	10.673	11,737	12,794	13,922
12,	7,495	8,472	9,469	10 538	11,621	12,780	13,931	15.159
12,5	8,133	9,192	10,275	11,434	12,609	13,867	15,116	16,448
13,	8 796	9,942	11,113	12,367	13,638	14,999	16 349	17,791
13,5	9,486	10,722	11 985	13,337	14,708	16,175	17,631	19,185
14,	10.202	11.531	12,889	14,343	15.817	17,395	18,961	20 633
14,5	10,944	12,369	13,826	15,386	16.967	18,660	20,310	22,133
15,	11 711	13,237	14,796	16,466	18,158	19,969	21,767	23 686
16,	13 325	15,060	16,835	18,734	20,659	22,720	24,765	26 940
17,	15,044	17,000	19,004	21,148	23,324	25,648	27.956	30 424
18,	16 864	19,061	21,306	23.710	26,146	28,755	31.344	34.107
19,	18,792	21,236	23,748	26 416	29,132	32.040	34,924	38,004
20,	20.820	23,532	26,304	29,272	32,280	35,500	38,696	42,108

TRIANGULOS

SIMPLES CON TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

Bas.	INCLINACION.							
	,17	,18	,19	,20	21	,22	,23	,24
,5	.029	,031	,033	,036	,038	,041	,044	,047
1,	,114	,123	,133	,143	,153	.164	,176	,187
1,5	,257	,277	.299	,321	,345	.369	,395	,422
2.	,466	,493	,531	,571	,613	,657	,702	.750
2 5	,713	,770	,830	.893	,95	1,026	1,097	1,172
3,	1,027	1,109	1,195	1 28	1,379	1,478	1,580	1 687
3 5	1 398	1,510	1,627	1,750	1,877	2 011	2.150	2,297
4,	1,826	1 972	2,125	2,286	2 451	2 627	2 809	3,000
4 5	2,311	2 496	2 690	2 893	3,102	3,325	3,555	3 7 7
5,	2 853	3 082	3,321	3,572	3,830	4 105	4 389	4,687
5,5	3 452	3 729	4,018	4,322	4,634	4,967	5,310	5,672
6,	4,108	4 437	4 782	5 143	5 515	5,911	6, 29	6 750
6,5	4,821	5 20	5 612	6,036	6,473	6 937	7,417	7.921
7,	5 590	6,040	6 509	7,000	7,507	8 045	8 602	9,187
7,5	6,418	6 933	7,472	8,036	8,618	9.236	9 875	10 546
8,	7,302	7 889	8,501	9,143	9,805	10,508	11,235	11 999
8,5	8.244	8,901	9 597	10,322	11,069	11 863	12 683	13 546
9	9.242	9 984	10 759	11,572	12.409	13 299	14 220	15,187
9,5	10,298	11.124	11 988	12 893	13.826	14,818	15 843	16,921
10,	11,410	12,326	13,283	14,286	15,320	16.419	17 555	18,749
10 5	12.580	13 589	14,645	15,750	16 890	18.102	19,354	20,671
11,	13.806	14,914	16 072	17,286	18 537	19.867	21,242	22,686
11,5	15 090	16 301	17.567	18,893	20,261	21 714	23,216	24,795
12,	16,430	17,749	19,128	20,572	22.061	23 643	25 279	26 999
12 5	17,828	19 259	20 755	22,322	23,938	25,654	27,43	29,295
13	19.283	20 831	22 448	24.143	25 891	27 748	29 668	31,686
13 5	20,795	22 464	24 208	26 036	27 921	29,924	31,991	34,170
14	22 592	24 405	26 300	28 286	30 334	32,510	34 759	37,123
14,5	23,990	25 915	27 928	30 036	32,210	34,521	36 9[illegible]9	30 420
15,	2[illegible] 673	27 7[illegible]4	29 887	32 144	34,470	36.943	[illegible]9 499	42 185
16.	29.210	31,555	34,004	36 572	39 219	42.033	44,941	47,997
17,	32.976	35 621	38 388	41 288	44.276	47,[illegible]52	50 732	54 184
18,	36 9[illegible]8	39 936	43,037	48 287	49,637	53,198	56,878	60 747
19,	41 192	44.496	47 952	51.57[illegible]	56 304	59,272	63,372	67 684
20,	45,040	49,304	53.192	57,141	61,280	65,676	00,220	74,996

TRIANGULOS

SIMPLES CON TALUD DE 1,5 DE BASE POR 1, DE ALTURA.

Bas.	INCLINACION.							
	,25	,26	,27	,28	,29	,30	,31	,32
,5	,050	,053	,057	,060	,064	,068	,072	,077
1,	,200	,213	,227	,241	,257	,273	,290	,308
1,5	,450	,479	,510	,543	,577	,613	,652	,692
2,	,800	,852	,908	,965	1,027	1,091	1,158	1,230
2,5	1,249	1,332	1,418	1,509	1,604	1,704	1,810	1,922
3,	1,749	1,918	2,041	2,172	2,310	2,454	2,606	2,768
3,5	2,449	2,610	2,779	2,957	3 144	3,340	3,528	3,768
4,	3,199	3,410	3,630	3,862	4,106	4 362	4,634	4,921
4,5	4,048	4,315	4,594	4,888	5,197	5.521	5,864	6,229
5,	4,998	5,328	5,677	6 034	6,416	6,816	7,240	7,690
5,5	6,048	6,456	6,863	7,301	7,763	8.247	8,760	9,305
6,	7,197	7,672	8,168	8,689	9 239	9,8 5	10,426	11,023
6,5	8,447	9,004	9,586	10,198	10,843	11,519	12,236	12,996
7,	9,796	10,442	11,117	11,827	12,425	13 359	14,191	15,072
7.5	11,246	11,987	12,763	13,577	14,436	15,336	16,290	17,302
8,	12,795	13,640	14,520	15,448	16,424	17,448	18,536	19,685
8,5	14,444	15,396	16,392	17,439	18,542	19,698	20,924	22,223
9,	16,194	17,261	18,377	19,551	20,786	22,083	23,458	24,915
9,5	18,043	19,232	20,476	21,784	23,161	24,605	26,136	27,760
10,	19,992	21,310	22,688	24,137	25,663	27,263	28,960	30,759
10,5	22,041	23,495	25,014	26,610	28 294	30,058	31,930	33,761
11,	24,190	25,785	27,452	20 206	31 052	32,988	35,042	37,218
11,5	26,439	28 182	30 005	31,921	33,939	36,055	38,300	40,679
12,	28,788	30 686	32 671	34 757	36,955	39 259	41,702	44,293
12,5	31,238	33,297	35,450	37,714	40,098	42,598	45,250	48,061
13,	33,786	36,014	38,342	40,791	43,371	46,075	48,942	51,982
13,5	36,435	38,839	41,350	43,988	46,772	49,688	52,782	55,807
14,	39,184	41,768	44,468	47,309	49,699	53.435	56,762	60,288
14.5	42,033	44,805	47,702	50,747	53,957	57,321	50,890	64,520
15,	44.982	47,948	51,053	54,308	57,862	61,342	65,160	69,208
16,	51,180	54,554	58,081	61,791	65 687	69,793	74,138	78,743
17,	57,776	61.584	65,568	69,756	74,168	78,792	83,696	88,892
18,	64,774	69,044	73 509	78,204	83,148	88,332	93,830	99,659
19,	72,172	76,928	81,904	87,136	92 644	98,420	104,544	111,046
20,	79,968	85,240	90,752	96,548	102,652	109,052	115,840	123,036

Debe advertirse que si el perfil heterogéneo se repite en dos ó mas estaciones resultarán troncos de pirámides triangulares; y que se acercarán mucho á esta figura si no llega á una estacion la distancia que haya desde el punto á que se refiera el perfil hasta el de paso ó transicion.

En este caso se sabe por la Geometría que el volúmen es igual á la base por $\frac{1}{3}$ de la altura, y cuando se trata de un tronco, equivale á la suma de tres pirámides cuya altura comun sea la del tronco mismo, y que tengan por bases respectivas la superior ó inferior del tronco y una media proporcional entre ambas. Se resolverá, pues, la expresion

$$V=\frac{1}{3}H(B+b+\sqrt{Bb})$$

en la cual se denota por V el volúmen del tronco, por B una de sus bases, y por b la restante, representando H la altura comun, esto es, la longitud de una estacion.

71.—*Seccion irregular.*—En terrenos extremadamente accidentados no bastará la resolucion de la area trasversal por los métodos descritos, y será preciso estimarla por los medio geométricos dividiéndola en triángulos.

72.—*Zanjas laterales.*—Ya se ha hablado de la ventaja que este sistema presenta para disminuir el costo de trasporte cuando se ha de formar un terraplen, é indicado que ademas de esta economía se obtienen como resultados accesorios, y sin embargo muy útiles, la fácil desicacion del macizo y cierta seguridad en el camino, al cual solo se podrá entrar por puntos determinados.

Cuando se trate de estimár el volúmen de las zanjas, debe tenerse presente, que en general su hondura no debe exceder de un metro y que cada una de ellas debe suministrar la tierra necesaria para la mitad del terraplen que se halle de su lado. El volúmen de esta mitad es fácil de calcular pues se rèduce á resolver la expresion

$$V=(\tfrac{1}{2}b+\frac{ra}{2})a$$

en que se han empleado las iniciales de *volúmen, base, altura*

y relacion del talud á la altura, y omitido el factor de longitud que puede suponerse =1.

Aquel volúmen deberia dividirse por la hondura de la zanja para obtener su anchura media, pero tal operacion es innecesaria cuando aquella altura está representada por 1^m; y en este caso debiendo tener la zanja el talud de 1 de base por 1 de altura, bastará añadir 1^m, á la anchura media de la zanja $= V$, para obtener la de su superficie y restar tambien 1^m, de la misma anchura media para derivar la del fondo. Si fuera cualquier otra la hondura de la zanja se sumará y restará respectivamente el número que la exprese [fig. 42.]

73.—*Terreno ocupado por la vía.*—Cuando la terrasería se forma empleando el producto de las excavaciones para los terraplenes, la anchura del terreno abierto en las primeras y cubierto en los segundos es igual á las grandes bases de ambas especies, y por consiguiente fácil de conocer supuesto que en un terraplen consta de la anchura de la vía $+ 2\,r\,a$ y en las excavaciones esa misma cantidad $+$ 2 cunetas.

Pero frecuentemente se ocupa en las excavaciones algun terreno hácia ambos lados por el depósito que se forma de parte al menos de las tierras extraidas; así como en los terraplenes levantados con el producto de las zanjas, se toma por estas una extension mayor.

En el primer caso puede evitarse la indemnizacion del terreno que debiera ocupar el depósito si este puede servir para los usos agrícolas y se tiende en capa delgada aumentándose su latitud.

Si se trata de terraplenes debe tenerse presente que no solo se añadirá á su gran base la anchura de sus dos zanjas laterales sino tambien 1^m por lado que debe dejarse de berma ó banqueta para la seguridad de la obra.

Así puede calcularse la anchura de estacion en estacion, y deducirse el promedio que corresponde á un fundo ó trecho dado mientras la superficie natural del terreno difiera poco de la línea horizontal. Mas si la inclinacion resultare algo

fuerte será necesario hacer algun aumento por el lado de la ascension y una resta por el de descenso.

Atendido el corto valor de nuestros terrenos, que pocas veces llega en el campo á 1 centavo por metro², bastará usar métodos gráficos para la determinacion de la anchura ocupada, ó emplear un diágrama como el que se indica en la fig. 43.

Si en una cuadrícula se marca en cualquier línea *f g*, la base menor de una excavacion y tambien la poco mas pequeña de un terraplen, que para este caso se supone inverso, y si en la línea vertical *a* se elijen para alturas, medidas iguales á las que han servido para determinar aquellas bases, se pueden construir allí figuras exactamente proporcionales á la de la seccion trasversal del terreno: se marcará, pues, de un modo provisional el punto á que llegue en la línea *a* el espesor correspondiente á la estacion; sobre este punto se contará la inclinacion que la nivelacion trasversal haya dado, y siguiendo horizontalmente la línea ó interlínea que corresponda, se marcará su punto de interseccion con *C* ó *b* respectivamente. Aplicando entonces de esta interseccion al primer punto en el eje de la vía, una regla dividida hácia ambos lados del cero que ocupará su medianía, y tenga divisiones iguales á la del diágrama, se leerá inmediatamente la distancia que hay del centro *o* á *x* y del mismo centro hácia *z*. La suma de estas dos líneas da el terreno ocupado; y aunque pudiera tomarse de una sola vez con la misma regla, es preferible el hacerlo del primer modo, porque así se obtienen las dos medidas laterales que indiquen á los trabajadores el límite extremo de las obras para comenzar el terraplen ó excavacion; medidas que para este objeto deben computarse separadamente.

74.—*Cómputo de los trasportes.*—Entre las diversas causas de las considerables diferencias que resultan entre un presupuesto y una memoria del costo efectivo en las obras de terrasería, una de las que deben llamar mas la atencion es la distancia de traslacion del material, que frecuentemente se des-

deña, sin embargo de que ejerce un gran influjo en la cantidad de trabajo que un hombre puede ejecutar.

Si cualquier volúmen de tierra se ha de trasladar de un punto á otro, la distancia media que habrá de recorrerse es igual á la que resultará del centro de gravedad de aquel volúmen, al del macizo que se forme con la tierra trasportada. Conocida, pues, en un perfil la cantidad de una excavacion, y examinando en él mismo hasta donde haya de extenderse el terraplen que con ella se construya, se obtendrán las secciones longitudinales, cuyas figuras se acercarán generalmente á un triángulo, otras veces á un trapecio y muy pocas á un paralelógramo.

Para saber cual sea respectivamente el centro de gravedad de estas diversas figuras, bastará recordar las siguientes proposiciones que se demuestran en Mecánica.

1ª—En un triángulo el centro de gravedad se halla en la línea que procede del vértice y divide la base en dos partes iguales, distando un tercio de esta, y por consiguiente dos tercios de aquel ó en expresiones decimales 0,33 y 0,67.

2ª En un paralelógramo, la interseccion de sus diagonales designa su centro de gravedad.

3ª—En un trapecio se hallará fácilmente dicho centro que debe estar en la línea que se tire del medio de la base superior al de la inferior, y en la interseccion de esa línea con la que una los centros de gravedad de los dos triángulos en que puede dividirse el trapecio. Así en la fig. 44, el centro estará en la línea *m m'* y en la interseccion *C*, con la línea *H J* tirada del centro de gravedad del triángulo *A B D* al de *B D G*.

4ª—En un segmento circular, formado por la cuerda *A B* [fig. 45], y el arco subtendido, por la simetría de la figura resultará el centro de gravedad en la normal tirada sobre el medio de la cuerda, y atendida la curvatura del arco, á poco mas de 0,33 del pié de la normal en *G*.

5ª.—Una figura que pueda descomponerse en un triángulo y un segmento circular, como la fig. 45, tendrá el centro en la

línea $G\ C'$ á distancias inversas de las areas respectivas, y por consiguiente en el ejemplo puesto, no se alejará mucho de C.

Se ve, pues, en general, que será necesario circunscribir con líneas regulares, ideal ó materialmente, los contornos de un perfil irregular por un procedimiento análogo al que se emplea en la topografía para computar las areas; pero la poca altura que por lo comun presentan los perfiles respecto de la longitud de las figuras, facilita notablemente la operacion, no resultando diferencias considerables ni para estimar las distancias de trasportes ni las verticales entre los centros de gravedad, si precede un exámen atento.

Estas consideraciones bastarian, si los macizos de excavacion y terraplen fuesen rigorosamente unos prismas cuya base estuviera representada por la seccion longitudinal del perfil y su altura por la latitud de la vía, pero como aquellos macizos se acercan frecuentemente á la forma piramidal, deberá tenerse presente que en los sólidos de tal especie, el centro de gravedad se encuentra á $\frac{1}{4}$ ó lo que es lo mismo á 0,25 de la base.

Resulta, pues, que tomando por base de las figuras un plano vertical que las limite, el centro de gravedad jamas distará menos de 0,25 y pocas veces excederá de 0,33; si no es en el caso de un segmento circular que deba trasportase hácia un solo lado: en tal suposicion su centro se referirá al medio de su perfil longitudinal.

Puede, pues, tomarse como promedio la distancia de 0,3 de la base, modificándolo ligeramente con arreglo á la figura del perfil. La línea que vaya del vértice de la figura, esto es, de la interseccion de la línea del proyecto con la del terreno [*punto llamado de paso ó de transicion*] hácia la base, es fácil de imaginar en las figuras angostas de un perfil, y por consiguiente apenas resultará diferencia al estimar allí mismo la que haya en las alturas respectivas de los centros de gravedad para corregir el cálculo de un trasporte en subida. En la lám. 4ª el primer trasporte de 1405 metros cúbicos presenta un descenso

de 4 metros, 8 y los 5.536 cuyo trasporte medio es de 330 metros tienen una diferencia en altura de 8m,3 que por ser tambien en descenso no aumentará el costo de traslacion.

Hallado el centro de gravedad de un volúmen de excavacion, se buscará por las cubaturas parciales del terraplen que con aquel deba formarse, la estacion hasta la cual alcanzarán las tierras, y allí se pondrá un signo provisional que indique la base de la figura. En el ejemplo puesto y consultado el libro de notas, se ve que en las cubaturas parciales correspondientes al primer terraplen hasta la estacion 353, pasan ya de 1,400 metros cúbicos, y que con este volúmen se llegará casi al centro de dicha estacion. En atencion á la figura que exhibe la seccion longitudinal del perfil, se ha marcado el centro de gravedad donde allí se ve, así como el de la excavacion en su medianía por deber trasportarse todo hácia un mismo lado.

Restado aquel volúmen de los 4677 metros cúbicos que importa todo el terraplen, faltan aun 3274 que habrán de tomarse de la excavacion siguiente, y como esta consta de 8810 metros cúbicos, sobrarán aun 5536 que pueden llevarse al terraplen siguiente.

Consultado el libro de notas, se verá que la division en la excavacion quedará aproximadamente en la estacion 370+20m y en el terraplen á 386+15: señalándose en el perfil de un modo provisional, podrán buscarse los centros de gravedad, y se hallarán respectivamente las tres distancias de trasporte anotadas en la lámina 4ª que son 240, 270 y 330 metros.

Trasporte medio.—Seria muy embarazoso en un presupuesto estimar separadamente cada trasporte para hacer el cálculo, modificado segun su longitud: se suman pues los volúmenes en el resúmen de cada seccion donde las tierras son por lo comun de la misma calidad, y se puede por tanto aplicarles un mismo precio de excavacion; para que lo tengan tambien igual en cuanto al trasporte se busca el promedio de éstos aplicando la regla de aligacion, supuesto que la suma de los productos

de cada volúmen por la distancia que le es peculiar, será igual al producto de la suma de los volúmenes solos multiplicada por la distancia media: la expresion que se resolverá es por tanto

$$T=\frac{vt+v't'+v''t''}{v+v'+v''};$$

en la cual T indica el trasporte medio y t el trasporte correspendiente á cada volúmen v.

Aplicando la fórmula á la lámina 4ª tenemos

v		t		vt
1,403	×	240	=	336,720
3,274	×	270	=	883,980
5,536	×	330	=	1.826,880
10,213				3.047,580

$$\frac{3.047,580}{10,213}=298=T$$

75.—*Estimacion de las obras de terraseria.*—En estos cómputos no debe esperarse mas que una aproximacion, que se acercará bastante á la precision si se han tomado notas exactas sobre la naturaleza de los terrenos, si hay una vigilancia atenta en las obras, y sobre todo, si se tiene la inteligencia indispensable para dirijir las maniobras de los trabajadores: la primer circunstancia depende de los ingenieros que ejecuten los reconocimientos y tracen la línea; puede suplirse la segunda contratando las obras á destajo, y para la tercera es necesario que los sobrestantes conozcan los límites que corresponden á los diversos medios de trasporte, los casos en que deben usarse los varios instrumentos de campo, y mucho mas la organizacion que requiere un número considerable de operarios para que sin hacer exesivo su trabajo se aproveche en toda su extension.

Debiendo tratarse en adelante con especialidad estos últimos puntos, bastará ahora consignar los elementos de donde se deriva la estimacion de las excavaciones y la traslacion de las tierras.

En un campo (*chantier*) numeroso se procede por el principio de la division del trabajo, tanto por las ventajas conocidas de este sistema, como porque así basta menor número de instrumentos, debiendo surtirse de uno solo á cada trabajador.

Muchas noticias se han publicado acerca de la cantidad de trabajo que un hombre pueda ejecutar en un dia, y generalmente las últimas anuncian resultados menores que las primeras, obtenidas acaso en un período en que las obras eran muy vigiladas. Así Mr. Ancelin estimaba en 14 á 17 el número de metros cúbicos de tierra suave que un operario puede excavar, y ahora se calcula en 15: computaba de 16 á 21 metros los trasportados á 30^{m} de distancia, y hoy se asignan en Francia 15 metros cúbicos por carretilla.

Se ha fijado tambien el precio de traslacion vertical en 18 veces el que corresponderia á la misma distancia suponiendola horizontal, y sin embargo se ha observado varias veces, dice Mr. Gayfier, que aquel factor llega á 24.

Supuesto que casi siempre resultan los presupuestos inferiores al valor real, parece oportuno fijar con reserva y moderacion los elementos numéricos del trabajo.

Acaso la cantidad mas conveniente que puede asignarse para excavacion á un jornalero en tierras flojas de sedimento ó arenisca es la de 14 metros cúbicos por dia, é igual cantidad al peon que deba sacarla con la pala, arrojándola á 3 metros de distancia, y con una diferencia en altura de 7 decímetros entre los centros de gravedad de la excavacion y terraplen.

El mismo número de 14 metros cúbicos es el que remueve con comodidad un peon que cargue las carretillas, y 12 es el volúmen que en ellas puede llevarse á 30 metros de distancia por otro peon distinto.

Como generalmente la capacidad de una carretilla es de

1/30 de metro cúbico, resulta que los 12 exigen 360 viajes, que multiplicados por los 60 metros que es necesario recorrer de ida y vuelta, importan 21 kilómetros y ½, que son casi 5 leguas mexicanas, distancia que no parecerá pequeña, advirtiéndose que el operario la recorre llevando la carretilla y en ella una carga de 5 arrobas.

Antes de pasar adelante y hacer el cómputo de los precios es oportuno fijar los datos sobre la relacion de la altura con la distancia cuando el trasporte debe hacerse en *subida*, pues en descenso no induce modificacion.

En Europa se estiman generalmente 30 metros longitudinales á nivel como equivalentes á 20 metros en rampa con inclinacion de $\frac{1}{20}$: en los 20 metros resulta asi una ascension de 1^m, 67 y que con ella 1^m de proyeccion horizontal es igual á 1, 5 de terreno á nivel supuesto que esta es la misma relacion de 20 :30. Si se designa por H la altura, y se quiere convertirla en distancia horizontal se tendrá inmediatamente

$$12\,H \times 1{,}5 = 18\,H$$

Pero ya se indicó que en vez de 18 H ha resultado frecuentemente á los Ingenieros franceses 24 H, y por lo mismo en vez de las relaciones del párrafo anterior es mas seguro considerar en 1^m, 25 la ascension que pueda verificarse en 20^m: la rampa resulta entonces en 1/16 y como subsiste la misma razon 20: 30, se tendrá

$$16\,H \times 1{,}5 = 24\,H;$$

ó lo que es lo mismo, debe añadirse 8 H á la proyeccion del terreno recorrido para tener su equivalencia horizontal.

Es fácil pues hacer la correccion debida á una rampa cualquiera en virtud de lo que acaba de exponerse. Una longitud de 40^m, cuyos extremos presentan la diferencia de nivel de 2^m, 4 equivale á una línea horizontal de 59^m, $2 = 40 \div 2{,}4 \times 8$.

Muy casual seria que la distancia de los trasportes se encontrase á los 30^m que se han fijado como unidad: el volúmen

acarreado será por consiguiente mayor ó menor segun sea la distancia menor ó mayor que 30^{m}. Una proporcion inversa dará por lo mismo en cada caso el volúmen correspondiente á un dia, supuesto que llamando v el volúmen que se indaga y d la distancia que se tiene, resultará la proporcion

$$d : 30 :: 12 : v$$

de donde se deriva la sencillísima fórmula

$$v = \frac{360}{d}$$

No siempre es necesario hacer la proporcion, pues en las grandes obras se divide una larga distancia en varios trechos ó postas de á 30^{m}, que recorren sucesivamente diversos operarios, pasándose la carretilla cargada que cambian por la que vuelve vacía. Este sistema es preferible cuando es angosta la senda que deben recorrer y en la cual se estorbarian con frecuentes cruzamientos.

Facilmente se advierte que con el órden expresado son necesarios por lo menos 3 hombres y dos carretillas para la excavacion y trasporte á 30^{m} de distancia: un operario con azada, pala de fierro ó zapa-pico, hará la excavacion, otro con pala comun cargará una carretilla, que el tercer peon le habrá dejado mientras lleva la que estaba cargada. Si la distancia fuere de dos postas serán necesarios 4 trabajadores y 3 carretillas.

Naturalmente será menor que 14^{m}, cúbicos el volúmen que pueda excavarse en una tierra compacta, mas pequeño aun en el tepetate, y mínimo en la roca, sobre todo si es basáltica. En cualquiera de estos casos será necesario combinar el número de excavadores con arreglo al de peones que carguen las carretillas y las conduzcan en lo que no hay variacion sensible. La determinacion del volúmen correspondiente á las diversas especies de excavacion se deducirá prácticamente por una experiencia, aunque aproximadamente podrian suponerse 5 me-

tros cúbicos en tepetate de mediana consistencia, 1 y ½ en caliza poco resistente, y 2 metros cúbicos en un conglomerado.

En esta especie de trabajos debe tenderse la tierra en capas que se apisonarán sucesivamente, y se recortan al fin para dar al terraplen la anchura requerida y el talud fijado: para esta operacion puede suponerse un trabajador por cada 28 metros cúbicos trasportados.

Para hacer la aplicacion á un ejemplo supóngase un volúmen que, medido en la excavacion, importe 1,700 metros cúbicos, cuyo trasporte esté representado por una distancia de 94 metros longitudinales, y que el terreno sea de tal especie que el jornal de excavacion pueda estimarse en 5 metros cúbicos.

El número de excavadores será por tanto $1,700 \div 5 = 340$.

Los peones que carguen las carretillas serán $1700 \div 14 = 121$

Los conductores de carretillas serán en número triplicado, supuesto que hay 3 postas que trabajarán simultáneamente, se aplicarán, pues, á este trabajo $\frac{1700}{12} \times 3 = 423$ operarios.

Los pisoneros arreglados á uno por cada 28m cúbicos formarán un número igual á la mitad de los cargadores, esto es, 61: en todo 945 hombres que necesitarian 564 carretillas si la obra debiera y pudiera ejecutarse en un dia.

Pero seria mas económico poner en la obra una cuadrilla de 236 hombres que podrian terminarla en 4 dias, poniendo 85 con zapa-picos y barretas, 30 con palas para cargar, 106 para los trasportes en carretilla y 15 para los pisones y taludes; de este modo, ademas de las 106 carretillas que estuviesen en movimiento, solo habria que añadir otras 35 que se tendrian á la carga.

El jornal ordinario en obras que exigen gran número de trabajadores es de 3 reales por dia, y por consiguiente, el costo de peones consistiria en $236\ h \times 4\ d \times 3^r = 2,832 = 354$ pesos, mas á esto habrá que añadir el jornal de capataces y sobrestante que en los 4 dias puede fijarse en 18 pesos.

El valor por metro cúbico resultará dividiendo el costo total por el número de metros cúbicos excavados y trasportados que seria en el caso supuesto 37,200^{rs}÷1,700=21^{rs}9.

Si se supusiera un terreno arenisco en que el jornal de excavacion pudiera arreglarse á 14 metros cúbicos, solamente serian necesarios 121 excavadores y por tanto sustituyendo $\frac{1}{3}$ de este número por el de 85 que se habia supuesto arreglando la obra para cuatro dias, bastarian en cada uno de ellos 182 operarios, cuyos jornales importarán 271,5 pesos, á los que deben agregarse 16 por ahorrarse un capataz y así resulta el precio de 1 metro cúbico en 28,750÷1,700=16^{rs},9.

Generalmente se emplean en Europa las carretillas para los trasportes que se acercan á 3 postas de distancia, esto es, á poco menos de 100 metros; las carretas para intervalos mayores y que no excedan de 800, ó á lo menos de 1,000 metros, sobre terreno y en estacion seca; siendo preferible para mayores distancias el trasporte en vagones sobre ferrocarril, aun cuando solo se ponga provisionalmente y aquellos sean arrastrados por caballos, pues el empleo de máquinas locomotrices no es á propósito sino cuando la distancia es mayor de 4 kilómetros.

Las carretas de 2 ruedas tiradas por un solo animal son las mas convenientes en estas obras por la facilidad de evolucion que presentan, y porque se sabe que siendo difícil combinar los movimientos de dos animales, nunca se obtiene de un tronco el esfuerzo duplo del que un animal solo puede ejercer, á consecuencia de lo cual y por el poco espacio disponible de un camino en construccion es frecuentemente mejor emplear los dos animales remudándolos.

Los datos referentes al volúmen y valor de los trasportes en una carreta se derivarán fácilmente de las siguientes expresiones en que d representa la distancia recorrida, esto es el doble de la de trasporte; t' el tiempo que se invierte en andarla; t el tiempo empleado en cada viaje que es=t'+4 minutos ocupados en enganchar una carreta cargada, y descargarla en su

lugar; h el número de horas de trabajo al dia; c el jornal en centavos; C el del carretero y pasturas de los animales ó alquiler del todo expresado tambien en centavos; e el valor de excavacion; n el número de carretadas que forman 1 metro cúbico, y v, en fin, el número de metros cúbicos que un operario puede cargar al dia.

En general puede suponerse $h=3$, y $v=12$ por ser mayor el trabajo que se impende en cargar una carreta, mas alta que cualquier carretilla: ademas $h=10$.

Los minutos ocupados en cada viaje serán $t=\frac{d}{30}$ porque se supone el paso del animal á $\frac{1}{2}$ metro por segundo.

Pero por el enganche y descarga el tiempo absoluto es

$$t=\frac{d}{30}+1.$$

El número de viajes en un dia, estará, pues, representado por

$$V=\frac{60\,h.}{t}$$

y el número de metros trasportados será $M=\frac{60h}{nt}$

El precio de trasporte de cada metro estará indicado por

$$p=C\div\frac{60\,h}{nt}=\frac{Cnt.}{60h}=\frac{C}{M}$$

Añadido el precio de excavacion$=e$, el de la carga$=\frac{c}{v}$ y el de los pisoneros$=1,^{c}4$, se obtendrá el valor total, P, de cada metro cúbico de terraplen reasumido en la expresion

$$e+\frac{c}{v}+1,4+\frac{C\,n\,t}{60\,h}=P.$$

Suponiéndose el jornal del carretero y las pasturas de animales en 120 ^{cts} y una distancia media de trasporte de 200 metros se deducirá sucesivamente

$t'=13,4$ $t=17,4$

$V,=34,8$ $M=11,5$

$p=10,^{ct}4$ $P=18^{ct}7$

si se supone la excavacion á 10 metros cúbicos por dia.

Algunas veces se emplea en Europa para aquellas distancias que serian largas para las carretillas y cortas todavía para las carretas, una pequeña que pueda tirarse por un hombre á quien auxilie otro que la impela por detras; aunque su capacidad pueda representar $\frac{1}{4}$ de metro cúbico no parece que deba cargarse mas de $\frac{1}{6}$, y aun así sufre frecuentes entorpecimientos por hundirse las ruedas en la tierra recientemente tendida, sobre todo en los puntos de carga y descarga donde debe darse la vuelta. Por esto no puede contarse con mas de la mitad del número de viajes que hace una carretilla, y tambien porque el esfuerzo del hombre es mucho mayor y tiene que ocuparse en la descarga por cierto intervalo. Por lo demas, presenta la considerable ventaja de llevar el peso sobre el eje, mientras que en las carretillas comunes el operario carga la tercera ó cuarta parte de él, é impende á veces un esfuerzo intenso para neutralizar la ondulacion lateral.

Es fácil estimar el costo de trasporte por medio de estos carros pequeños, empleándose dos hombres por posta, suponiéndose la carga en $\frac{1}{6}$ de metro cúbico y el número de viajes en 180: tal valor será en una posta $=2\,c \div 180 \times \frac{1}{6} = \frac{75}{30} = 2^{ct},5$

Para 3 postas se tendria el valor $7^{ct},5$ suponiendo que nada se avanzará con restar el tiempo correspondiente á 2 descargas que no tendrán lugar en este caso.

En la misma distancia de 90 metros el trasporte en carretillas, seria $\frac{112^{ct}}{12^{m,cb}} = 9,4$. Se vé, pues, que para aquel tramo es mas ventajoso el carro de mano respecto de la carretilla.

Debe tenerse presente que en los cómputos hechos hasta aquí, se ha considerado aisladamente el valor material del trasporte, y que para obtener el precio absoluto, se ha de añadir no solamente el costo de reposicion de las carretas, carretillas, &c., sino tambien el rédito de la cantidad empleada en ellas, y el demérito ó menos valor consiguiente á un uso contínuo.

Trasporte por wagones.—Sabiéndose que en los ferrocarriles basta una potencia de traccion relativamente pequeña, se conocerá á la primer reflexion que su empleo en las obras de terrasería, es el medio mas económico de trasporte, y que solamente estará limitado por la necesidad de contar con cierta longitud para que el tren adquiera el impulso que facilita su movimiento, y para que el tiempo ocupado en la carga y la descarga, quede redimido por el breve intervalo en que se haya salvado la distancia.

Así es realmente si solo se considera el costo de traslacion, mas en el presupuesto total figurará acaso por mucho mas la estructura del ferrocarril provisional que se ponga, y el interes del valor y el demérito de los wagones y la locomotiva, si se empleare esta potencia. Por tanto, solo se usa del ferrocarril para distancias que excedan de 800 metros, y de las locomotivas en las mayores de 3,500, aplicando entre esos dos límites la potencia animal. Por otra parte, es fácil comprender que si no es de gran consideracion el volúmen de tierras que deba trasportarse, ninguna economía presentará el wagon sobre ferrocarril, respecto de la carreta en camino comun.

La adopcion de aquel sistema parece, pues, mas adecuada para las vías férreas que por su limitada inclinacion, exigen grandes obras, y que tienen los elementos para establecer el ferrocarril provisional, ó aun para tender la vía definitiva segun vaya tomando la línea su forma.

El sistema mas sencillo para un ferrocarril es, sin duda, el de Tramm, que ha dado su nombre á las tram-vías, y por consiguiente, sobre él se fundarán los cómputos siguientes:

Empleándose planchetas de 5.ctm de anchura por 1 de altura,

resulta por metro corriente el peso de $2^{k},9$ que puede llevarse á $4.^{k}$ é importará en las dos cintas $8^{k}=0^{rv},60=2^{rs},07$ supuesto el valor de 12^{rs} al quintal. El aplanamiento y horadacion de las planchas para que reciban los tornillos, y el valor de estos y clavazon, puede estimarse en $40.^{ctv}$ por metro, así como en 1^{ps} el valor de la madera, y en $50.^{ctv}$ la armadura de la vía y su relleno para que puedan andar en ella los caballos: el precio por metro será, pues, de 4^{ps} á que en rigor deberá añadirse el trasporte del fierro y la madera á las obras, lo que muy en general puede suponerse en $20.^{ctv}$

En las construcciones francesas se pasa á los contratistas, como demérito, $\frac{1}{3}$ del precio del fierro, y $\frac{2}{3}$ del que corresponde á la madera, lo que equivale á suponer que, deshecho el camino, recobran un valor de $\frac{2}{3}$ del metal, y $\frac{1}{3}$ de los largueros y durmientes.

Segun los precios supuestos, se tendrá por el primero un reembolso de $1^{r},4$ y por los segundos el de $30.^{ctv}$ El valor perdido es por tanto de $2^{rs},50$, y respecto de él deben tirarse los cómputos.

Una vía de $1,400^{m}$ que por su duplicacion en las extremidades debe estimarse en 1,500, dará la cantidad de 3,750 ps.

Supóngase que por ella se han de trasportar 90,000 metros cúbicos porque aquella distancia sea, no la que media entre los centros de gravedad de la excavacion y el terraplen, sino la absoluta entre los extremos de ambos macizos: se cargarán, pues, á cada metro cúbico, $4^{ctv},1=3,750\div90,000$.

Los wagones con capacidad de $1^{m3},5$ representan un valor de 400^{ps}, y al menos deben montarse 20 para un servicio activo, de modo que estén 6 á la carga, otros tantos en movimiento, 6 en descarga, y 2 en reposicion. Su valor resulta en $8,000^{ps}$ debiendo aplicarse $\frac{1}{4}$ á costos de la obra por demérito, composiciones é intereses del dinero amortizado: á cada metro cúbico se cargarán por tanto $2^{ct},2=2,000\div90,000$.

Un caballo puede tirar 2 wagones con $1^{m3},5$ cada uno, pero por la retruda necesaria, resulta un caballo por wagon, y com-

putando sobre la velocidad de 1m al segundo, mas un breve tiempo para enganchar y desenganchar, se tendrán 50 minutos por viage, por consiguiente, 12 de estos en un dia de 10 horas, y se habrán trasportado en él por cada wagon 18mc.

Por otra parte habrá sido el gasto en un dia—por jornal del carretero y la parte que debe cargársele del salario del capataz 53r,—por pastura de un animal 25,—por su demérito ó interés del valor empleado en él 15—y por último, por el engrasamiento del rodaje, indispensable para un buen servicio 2. Se tendrá, pues, un total de 95r que distribuidos entre los 18mc conducidos corresponden á 5r,3 por cada uno.

Este sistema exige operarios destinados especialmente á la descarga, y un aumento de trabajo en los que ejecutan la carga, pues debe llevarse hasta el wagon, no pudiendo éste acercarse siempre á la excavacion como una carretilla ó una carreta, y presentando por lo comun una altura mayor para la carga: esta adicion importa por metro cúbico 45r÷18=2r,5.

Resulta, pues, un valor total en este género de trasporte compuesto de

La parte correspondiente á la vía.....	4r,1
—— —— —— á los wagones.....	2 ,2
—— —— —— á su carga y descarga.	2 ,5
—— —— —— al gasto diario.....	5 ,3
Trasporte de 1mi.....	14 ,1

Ha sido necesario descomponer los elementos de este aprecio porque en cada caso será indispensable ejecutar lo mismo, disminuyendo notablemente el valor en razon inversa del volúmen que deba conducirse, y directa del número de wagones que se empleen: se ve por consiguiente, que el costo será mas alto mientras menos tiempo quiera invertirse en la obra.

En la comparacion de los diversos medios de trasporte que se hará mas adelante aparecerá otro valor para esta especie, porque se fijarán en distintas cantidades los tres elementos variables de distancia, volúmen de tierras y número de wagones.

Cuando se desea una terminacion pronta á expensas de la economía, se emplea la potencia del vapor en el ferrocarril; por lo demas aun en Europa resulta mas costoso este motor, porque en distancias de pocos kilómetros, y con muy frecuentes interrupciones en la marcha, están naturalmente destruidas las ventajas de velocidad y uniformidad de movimiento que en los grandes trayectos producen economía.

No teniéndose datos para establecer entre nosotros el precio en este sistema de trasporte, se asentarán en la tabla comparativa que se pondrá en adelante, los precios medios obtenidos en Francia por Polonceau y Perdonet, aunque podrian derivarse teóricamente por los datos que se detallarán al hablar de las locomotrices: sin duda resultarán mayores que los precios franceses por el mayor valor del carbon, y la menor potencia calorífica del vegetal respecto del de piedra.

Pueden ya compararse los precios de los diversos medios de trasporte, combinando los datos que quedan asentados, y con ellos se ha formado la tabla siguiente que comprende no solo el trasporte propiamente dicho, sino tambien la carga y la descarga. Ambas están en efecto, íntimamente ligadas con el sistema respectivo, y seria por tanto falaz el resultado que se fundara en los cálculos del trasporte solo, si no se introdujeran aquellos precios variables. Tambien se ha tenido en cuenta el valor de los vehículos, el de los animales de tiro, la estructura del ferro-carril, engrasamiento de rodajes, y costos de reposicion, pues de todo ello depende la exactitud, ó al menos la aproximacion de un presupuesto, y en lo que antes se ha dicho se ha considerado aisladamente el costo de trasporte.

A una carretilla se ha computado la duracion de 200 dias, porque aunque estando bien construidas, servirán por mas tiempo, el gasto de reposiciones anula aquel exceso de duracion.

En los carros de mano, de medidas mas sólidas, su tiempo de servicio se ha llevado hasta 350 dias, y hasta 500 el de las carretas, cuyas dimensiones resisten mas á la destruccion.

Es imposible fijar en estas la cantidad que puedan traspor-

tar en el período que se les calcula de servicio, pues que depende no solamente del tiempo, sino tambien de la distancia: acaso en promedio podria aquella suponerse en 10,000 metros cúbicos.

Para este sistema de trasporte se ha computado que ademas de las carretas de servicio, haya una ó dos en carga lo que permitirá aprovechar mejor el uso de los animales y el trabajo de los carreteros, pues resultará mayor número de viajes hechos si, desenganchando la carreta vacía, enganchan la que esté ya cargada. Respecto de los carros de mano y las carretillas, ha sido necesario suponer una por cada posta, ademas de la que se encuentre en carga, pues solo así debe esperarse el número de viajes que ha servido para el cálculo, este es, 360 para las carretillas y 180 respecto de los carros.

Distancias de trasport.	VEHICULOS.				
	Carretillas.	Carro de mano.	Carretas.	Wagones.	
	Serv. 200t precio 10 p. m. tr. 2,400.	Serv. 350t precio 50 p. m. tr. 10,500	Serv. 500t precio 120. m. tr. 10,000	Con caballos.	Con locomotr.
30m	8tr,8	8tr,9			
60	12 ,6	12tr,2			
90	16 ,4	15 ,5	13tr,6		
100	17 ,7	17 ,7	14 ,2		
120	20 ,2	18 ,8	15 ,2		
150	24 ,	22 ,2	16 ,8		
180	27 ,8	25 ,5	18 ,4		
200		27 ,7	19 ,	14tr,7	
250			22 ,	15 ,	
300			25 ,	15 ,3	
350			27 ,7	15 6,	
400			30 ,4	15 ,9	
500			35 ,7	16 ,6	
600			41 ,5	17 ,2	
700			46 ,5	17 ,8	
800			52 ,	18 ,4	
900			57 ,4	19 ,1	
1,000			62 ,8	19 ,7	46tr,
1,200				15 ,4	48 ,
1,400				16 ,3	50 ,
1,600				17 ,1	52 ,
1,800				17 ,9	54 ,
2,000				18 ,8	56 ,
2,500				20 ,9	60 ,
3,000				22 ,9	64 ,
3,500				25 ,	69 ,
4,000				27 ,1	71 ,

met.³ trasport.=40,000

met.³ trasp.=60,000

Trasporte por agua.—Si este sistema pudiera ser adaptable en todas las obras de terrasería, se ocurriria á él con frecuencia porque es de los mas económicos, pero por otra parte el mas limitado. La construccion de un canal es acaso la que permite su uso mas extenso, y la única que ofrece directamente los medios de conduccion que sustituyan los vehículos de un camino comun.

Es casi imposible fijar un valor medio á este sistema de trasporte, porque los precios de carga y descarga que forman su elemento principal, resultarán muy varios segun las circunstancias. Será pues, preciso, formar el cálculo con arreglo á las que se presenten, recordando que el peso de las tierras húmedas es generalmente de 1,8: que el peso del agua desalojada por una barca es igual al que ésta puede trasportar, y que de él debe restarse antes el de la barca misma.

Una que ademas de la cala debida á su propio peso, tenga costados bastantes para sumergirse ½ de metro, si presenta $1^m,5$ de anchura interior y 10^m de longitud media, desalojará con aquel exceso de calado 5 metros cúbicos de agua, y por tanto cargada de tierra llevará $2^{m^3},8=5\div1,8$.

Hay un sistema de excavacion que siendo de todo punto diverso de los comunes, debe tratarse separadamente.

76.—*Minas.*—A pesar del valor de la pólvora y del trabajo que importa la horadacion de un cohete en la roca, es preferible en ciertos casos la obra de excavacion por este sistema, principalmente cuando se desea la brevedad.

No solamente respecto de las rocas es útil este procedimiento, sino que tambien puede aplicarse ventajosamente á las obras de tepetate compacto y á la toba caliza ó cualquier otro depósito de sedimento en que no se hallan mezcladas piedras de distinta dureza, que harian torcer los barrenos ó barretones.

El cohete ó agujero de carga, llamado tambien barreno, se practica con un barreton cuya extremidad acerada presenta la forma de un bisel, á que se dá una anchura mayor que el

diámetro del barreton, á fin de que resultando de mayor capacidad el taladro, pueda aquel instrumento moverse con facilidad.

Se comienza el cohete con un cincel de 30 á 40 centímetros de longitud y 3 de diámetro, con su extremidad piramidal, como indica la fig. 46, pudiendo usarse despues otro cincel de 60 centímetros de longitud, y bisel de 2½ de diámetro. La extremidad superior debe ser tambien acerada para que reciba los golpes de un mazo de 2 kilógramos, teniéndose cuidado de dar con el cincel un movimiento circular entre cada dos golpes.

Cuando la hondura del taladro pase de ½ metro, pueden comenzarse á usar los barretones, que pesando mas de 3 kilógramos, no necesitan del golpe del mazo, bastando su propio peso y el movimiento que se les dá en arco horizontal para que la trituracion de la roca se haga con igualdad.

Tanto para facilitar esa trituracion, como para que el instrumento sufra menos, se echa alguna agua de vez en cuando, con lo que el detrito forma una especie de pasta que se saca cuando ya estorba la accion del barreton, con un instrumento llamado *cuchara*, ó un alambre grueso en cuya extremidad se fija alguna materia esponjosa á que se adhiera la papilla formada.

Cuando se ha llegado á la profundidad oportuna se seca el fondo del taladro, lo que puede hacerse por medios mecánicos como la extraccion de la papilla ó pasta, ó echando cal seca, despues de lo cual debe introducirse la carga de pólvora en un saquillo impermeable y abierto por arriba, para que pueda comunicarse con la mecha.

Si se emplea la llamada *de seguridad* que viene dispuesta con su forro, basta introducir la longitud necesaria para que toque la carga de pólvora, ó es mejor meter la extremidad dentro del saquillo, atar con seguridad la boca de éste, é introducirlo así hasta el fondo de la mina, cortando la mecha de manera que quede fuera del taladro un decímetro ó la parte que se estime necesaria para que los trabajadores tengan lugar de

alejarse. El encargado de las obras puede estimar este tiempo, y por consiguiente la longitud de la mecha, ensayando el tiempo que tarda el fuego para comunicarse en 1 metro longitudinal de la mecha que emplee.

Dispuesta la carga se cierra ó atraca el taladro llenándolo con arcilla y detrito de la misma horadacion, ó con otros materiales pequeños, que en todo caso formen una masa compacta por donde no puedan escapar prontamente los productos gaseosos de la combustion.

Si no se tuvieren mechas de seguridad, se empleará un alambre de cobre de unos cuatro milímetros de diámetro, que se introducirá inmediatamente despues de la carga, y de modo que penetre un poco en la boca abierta del saquillo. Se comenzará entonces á atracar comprimiendo solo los 4 ó 5 centímetros de la primera arcilla que se echare, y golpeando con alguna fuerza la demas que se fuere introduciendo, mas no ya con un barreton de fierro ni menos de acero, sino usando otro de cobre ó laton. Concluido el atraque hasta la boca del barreno se saca el alambre de cobre que arriba debe tener una asidera á propósito para su extraccion, y haberse engrasado para que salga mas fácilmente. El espacio cilíndrico que habia ocupado se llena con pólvora fina que se pone en contacto con un papel ó lienzo seco impregnado de pasta de pólvora y que se prende á la otra extremidad cuando los operarios se han alejado.

Sin embargo de que una mina bien dispuesta no hace volar grandes masas, y menos á considerables alturas, se toman las precauciones posibles para que los fragmentos pequeños, que son los que adquieren gran impulso, no lastimen á los trabajadores ó los objetos que se hallen en las cercanías de la mina: á este fin se colocan sobre la parte del terreno que ha de resultar desagregada, zarzos de unos 3 metros de longitud sobre 2 de anchura, bien entretegidos, bastando dos por lo comun para cortar la proyeccion de aquellos fragmentos.

El mejor efecto de las minas se obtiene cuando sin una explosion ruidosa, se consigue la desagregacion del terreno en muchos fragmentos pequeños, que no exijan la accion de los picos y puedan inmediatamente cargarse en los vehículos de trasporte.

Carga de pólvora.—El efecto de una mina es mayor mientras mas pólvora se haya introducido en la cámara, pero pasando de cierta relacion con el macizo que se ha de volar se hace un gasto inútil. Para arreglar la carga se atiende á la *línea de menor resistencia,* que es la distancia de la cámara á la superficie libre más próxima del macizo: así en la fig. 47, la distancia *a b* es la línea de menor resistencia. La cantidad de pólvora variará segun sea la cohesion y naturaleza de la roca ó toba compacta, pero por regla general puede decirse que las cargas están en relacion de los cubos de las líneas de menor resistencia: para una línea dupla será por consiguiente necesario usar la carga óctupla.

La diversidad de carga dependiente de la naturaleza del terreno, no es sin embargo tan considerable que no pueda fijarse sin una experiencia prévia y por lo comun se emplean las cantidades siguientes, tomando por unidad de comparacion la usada en tierra comun, que se expresará en la tabla final.

Tierras comunes	1,
Toba arenisca	1, 33
Toba arcillosa	1, 40
Roca	1, 75

Siempre que están contiguas varias minas resulta un mayor efecto por la simultaneidad de su accion, que se obtiene dando el fuego con una batería voltaica.

Cuando la roca está estratificada no deben hacerse los taladros en la direccion casi vertical que ofrece la fig. 47, debiendo ser en aquel caso paralelos á los planos de estratificacion.

Otra modificacion oportuna en las excavaciones que presentan un gran frente consiste en aplicar las minas á la parte in-

ferior y desprender la superior con barretas, cuñas ú otra mina pequeña.

La peor posicion para una mina es el ángulo entrante de un terreno, pues naturalmente allí es mayor la resistencia de toda la roca que se halla en rededor, y por tanto debe aumentarse la carga.

Los ingenieros militares llaman *embudo de explosion*, y tambien se designa con el nombre de *cráter* la cavidad formada por la accion de una mina, siendo su forma generalmente la de un cono truncado, cuyo diámetro exterior es por lo comun duplo de la línea de menor resistencia, y pocas veces algo mayor, y el diámetro interno igual á aquella línea.

Con estos datos y el valor de la carga puede computarse el costo de este sistema de excavacion, suponiendo una hondura de taladro que represente 1 vez y $\frac{1}{3}$ la línea de menor resistencia; así se aumenta la cantidad de roca desagregada por no haber reaccion en la parte superior.

De este modo el volúmen desagregado será igual á la mitad del cono truncado, mas el prisma que se forme sobre su seccion por el eje y tenga por altura la longitud del barreno.

Sobre este volúmen se tirará el cómputo de valores que se verá adelante, despues que se haya expuesto un nuevo sistema para obtener una gran cámara, cuyos resultados podrán ya compararse en la tabla misma.

Procedimiento de Mr. Courbebaisse.—Para el fin que acaba de indicarse, este ingeniero ha introducido el uso de los reactivos químicos, que solo son aplicables naturalmente á ciertas rocas, y con especialidad á las calcáreas. En todo caso, emplea ácidos que formen sales solubles con la base que la roca contenga, por lo que prefiere el ácido hidro-clórico. El carbonato de cal exije para su descomposicion 72 por 100 de su peso de ácido hidro-clórico, pero como el del comercio solo contiene 40 por 100 de ácido real, debe emplearse 1^k, 8 por cada kilógramo de roca, ó 4^k, 8 de ácido por el vacío necesario para recibir 1^k de pólvora; mas estando computadas estas can-

tidades por la teoría, y sobreviniendo varias pérdidas en la práctica por la infiltracion, evaporacion, &c., M. Courbebaisse emplea 6k.

Hecho el barreno por el método comun y limpio su fondo, se introduce un litro de ácido y dos de agua que permanecen media hora en su accion: extraido el producto, se echan en cado uno de los tres cuartos de hora siguientes 0,litro 33, añadiendo igual cantidad de agua, y en las dos horas siguientes se deja verificar la accion, despues de lo cual se vacia la cámara. Repitiéndose esta operacion cinco veces, se habrán consumido 6litros de ácido, y se habrá producido 1 lit. de vacío.

Los dias siguientes se continúa del mismo modo, aumentando un poco la cantidad de ácido y el tiempo de su operacion, de suerte, que cuando se tengan 30 litros de vacío pueden estar 4 de ácido en reaccion por cuatro ó cinco horas.

Para no desperdiciar la accion del ácido y evitar la corrosion del agujero del barreno, se hace llegar aquel á la cámara por medio de un embudo de cobre, al que sin duda es preferible un tubo de goma elástica, y para reconocer si el líquido ha ejercido plenamente su accion, se derrama el que se saque sobre el detrito de la roca, y por la falta de efervescencia se inferirá si el ácido está enteramente neutralizado.

Tambien podrá conocerse si en la cámara hay hendiduras capaces de causar una notable infiltracion, cuando el volúmen del líquido extraido sea considerablemente menor que el introducido, y en este caso puede echarse yeso muy aguado que impedirá la infiltracion.

Las operaciones de limpia y desecacion, de carga y atraque, son análogas á las que se ejecutan en las minas comunes; debiéndose solo cuidar de que el último sea muy perfecto, pues debe oponerse á una dilatacion de gases mucho mayor.

De este modo con una cámara capaz de contener 50 kilómetros de pólvora, con esta carga y una línea de menor resistencia de 5m, 5 se han desagregado 500 metros cúbicos sin proyeccion de fragmentos ni oirse el ruido de la explosion.

En Inglaterra ha tenido lugar la aplicacion mas notable del sistema comun de minas, habiéndose volado mas de un millon de yardas cúbicas de una roca margosa de cerca de 100 metros de altura al borde del mar entre Douvres y Folkstone. Se ejecutó una galería en la parte baja para limitar en aquella línea la accion de la explosion; se abrieron despues tres galerías normales á la primera, en cada uno de los lugares de contacto, un pozo, y en su fondo una cámara de 3m, 3 de largo; 1,5 de altura y 1,25 de anchura: las tres cámaras se cargaron con 9000 kilógramos de pólvora, atracándose con un macizo de mampostería y arena. Habiéndose determinado la explosion por una batería voltáica, se desprendió la roca en una longitud de 150 metros, volando los fragmentos al mar.

En la tabla siguiente se han reunido los diversos elementos para estimar el costo de excavacion por el método de minas, tanto en el sistema comun, como segun el de Mr. Courbebaisse: debe advertirse que por el primero no podrá llegarse hasta las últimas líneas de menor resistencia que se ven en la tabla, porque la capacidad de la cámara no podrá ser la indispensable para que la carga quepa; bien que para barrenos de gran hondura pueden emplearse taladros y barretones de mayor diámetro. Para el cómputo de los valores se ha estimado un quintal de pólvora á veinte pesos, y la operacion de barrenar á seis reales por metro en promedio, figurando por una mitad la frecuente reposicion de instrumentos. Para el aprecio relativo al sistema de Courbebaisse se estimará el kilógramo de ácido clorhídrico á 120rs por kilógramo: por último, la mecha ó pólvora fina que la sustituya, figurará en 10rs por metro.

Los ingenieros militares usan cargas mucho mayores en la guerra subterránea, siendo fácil estimar la razon de esta diferencia; pues en aquellos casos, no solo se trata de desagregar, sino de obtener una proyeccion distante, la apertura de una brecha ú otros efectos que no necesita el ingeniero civil.

TABLA DE LAS CARGAS DE POLVORA, EFECTO Y COSTOS DE LAS MINAS.

Línea de men. résist.	Hond. del barreno	Carga de pólvora.	Cono truncado.	Semicono y prisma.	VALOR — SISTEMA COMUN — barr. y mecha	pólv.	por m. c.	SISTEMA DE COURBEBAISSE — barr. mecha y cam	pólv.	ácido	por met. c
m	m	k	m3	m3	p ct	p	p	p	p	p	p
0,5	0,67	,063	,23	,36	,43	,03	1,28				
0,75	1,	,211	,77	1,23	,63	,10	,50				
1,	1,33	,500	1,82	2,91	,85	,23	,30	1,05	,23	1,66	1,01
1,25	1,67	,977	3,56	5,68	1,06	,45	,20	1,66	,45	3,24	,92
1,50	2,	1,688	6,19	9,81	1,28	,78	,21	2,18	,78	5,61	,87
1,75	2,33	2,680	9,75	15,60	1,48	,123	,17	2,68	1,23	8,86	,79
2,	2,67	4,000	14,68	23,36	1,70	1,82	,15	3,20	1,82	13,11	,77
2,25	3,	5,695	20,73	33,11	1,92	2,60	,13	3,72	2,60	18,72	,76
2,50	3,33	7,813	28,45	45,42	2,13	3,59	,12	4,23	3,59	25,84	,74
2,75	3,67	10,398	37,85	60,52	2,34	4,78	,11	4,74	4,78	34,42	,72
3,	4,	13,504	49,54	78,69	2,55	6,21	,10	5,25	6,21	44,71	,72
3,50	4,67	21,440	78,03	124,80	2,98	9,86	,10	5,98	9,86	68,99	,68
4,								6,70	14,53	104,62	,67
4,50								7,43	20,80	149,76	,67
5,								8,15	28,75	207,00	,67

CAPITULO VI.

DIRECCION MATERIAL DE LAS OBRAS.

Se ha dicho que el valor de la terrasería depende primeramente de la naturaleza de los terrenos, y en segundo lugar de la vigilancia de los inspectores y de la inteligencia para arreglar los trabajos, ya adoptando los medios de acarreo mas oportunos, y ya haciendo que se empleen los instrumentos y medios mas adecuados á la obra que se ha de ejecutar: es por tanto necesario considerar este último punto, habiéndose ya tratado de lo que concierne á los medios de trasporte.

77.—*Instrumentos.*—Bastante conocidos son los que se usan en las operaciones comunes y que pueden reducirse á la pala de fierro, azada y *escarraman* para los terrenos blandos; haciendo servir la primera para impelerlos á cierta distancia; la pala comun de madera, que solo sirve para este último objeto ó para cargar en las carretas y carretillas la tierra recien removida; los zapapicos que por un lado presentan un cabo de pico á propósito para atacar las rocas, y por el otro una azada delgada preferible en las excavaciones de tepetate: deben añadirse aun los picos que en ambas extremidades ofrecen esta forma, y que con las barretas forman el equipo principal de un trabajador que ha de excavar un conglomerado ó una roca.

Cuando estas no són de considerable dureza ó presentan líneas de estratificacion, es conveniente el uso de las cuñas y almadanas.

Considerables volúmenes de tierra necesarios en las operaciones de los ferrocarriles han motivado la aplicacion de nuevos medios, por lo que se ha introducido el uso del arado con grandes dimensiones, que conducen á la brevedad de las obras haciéndolas económicas cuando se adopta la division del trabajo, segun se ha expresado en el párrafo 75.

78.—*Instrumentos de trasporte.*—Los mas simples son las carretillas con una sola rueda y que presentan un cajon muy tendido si están construidas segun la forma inglesa, ó uno elevado que mas propiamente merece este nombre y es de estructura francesa. Estas exigen menos reposiciones, pero tambien son mas costosas y hacen tardía y molesta la descarga: la figura 48 representa una carretilla francesa y la inglesa se indica en la figura 49.

Los carros de mano, semejantes á las carretas, con la sola diversidad de las dimensiones no exigen, cómo estas tampoco, el auxilio de una figura: La capacidad de un carro puede arreglarse á 1^m de longitud interior, 8 decímetros de anchura y 5 de altura.

Waganes.—La capadidad mas comun de estos es de metro medio cúbico, y para que puedan servir tanto en los ferrocarriles provisionales como en los definitivos, se les dá la misma vía que es por lo comun de 1^m, 44 entre los rieles. Cada par de ruedas va fijado sobre los ejes, que son los móviles y constituyen el carácter de los wagones.

Para evitar la tardanza en la descarga, se arreglan las cajas de modo que puedan girar verticalmente sobre un eje, y éste se combina diversamente segun hayan de vaciarse hácia delante, hácia un lado ó hácia los dos: las figuras 50, 51 y 52 darán mas pronta idea que cualquiera descripcion.

Sistema de M. Serville.—Las figuras 53 y 54 dan á conocer

los wagones inventados por este ingeniero, y que presentan la considerable ventaja de una vía muy angosta y curvas de radio increible, pero que en virtud de la extrema conicidad del aparato que sirve de rueda, y de la facilidad de su juego, puede en efecto girar en una circunferencia muy limitada.

Todos los vehículos indicados en la última clase se emplean sin lanzas fijas, surtiéndose con medios de enganche por ambos lados para que, separados los animales que los conducen, puedan volverlos en direccion contraria sin que haya sido necesaria la vuelta.

79.—*Límites laterales de las obras.*—En el párrafo 73 se ha visto la relacion que tiene la hondura de una excavacion ó la altura de un terraplen con la latitud del terreno que haya de ocuparse, y tambien se encuentra allí el método de correccion para los casos en que la superficie lateral del terreno presente alguna oblicuidad. Teniéndose, pues, los espesores correspondientes al eje ó centro de una vía, puede procederse á demarcar en cada estacion el límite de las obras, lo que es conveniente hacer con estacas pequeñas.

Cuando entre dos estaciones se hallare un punto de transicion ó de paso, se marcará tambien con dos estacas laterales, cada una de las cuales distará del eje una mitad de la anchura de vía; ya entonces por todas las estacas de un mismo lado podrán los capataces marcar una línea que es la limítrofe de la obra, y que dispensará de hacer excavaciones innecesarias ó de llevar las tierras para los terraplenes á puntos hasta donde no deben estenderse.

80.—*Límites de las aristas.*—Cuando falte poco del espesor para llegar respectivamente á la hondura ó altura requeridas (20 centímetros) deben ponerse otras estacas que marquen la anchura de la vía para que de una á otra de las que se hallen en un mismo lado se tiendan con la mayor tirantez posible cordeles delgados que indicarán la línea en que habrán de encontrarse el plano de la vía y el del talud, ó lo que es lo mismo, la arista saliente en los terraplenes y entrante de las ex-

cavaciones. Con esta línea y la de las primeras estacas que limitan la grande base puede formarse perfectamente el plano inclinado de los taludes.

81.—*Distribucion de los trabajos.*—Los pequeños son naturalmente fáciles de dirigir económicamente, mientras que los que importan la remocion de volúmenes considerables, exigen combinaciones especiales, tanto para regularizar los trasportes como para simplificar las operaciones de excavacion y de carga. Debe, pues, tratarse separadamente de la marcha que se sigue en ambos casos.

Dándose solidez á una vía con el tránsito frecuente, se procura cuanto es posible que los trasportes se hagan por la parte concluida ya, lo que por otro lado presenta la ventaja de ser la línea mas corta posible entre una excavacion y un terraplen. Se tratará, pues, de llevarla hasta este término en los tramos que por presentar corto volúmen pueden despacharse prontamente. Esto se verifica en las cercanías de un punto de transicion, y por consiguiente son las primeras que deben trabajarse, haciéndose los trasportes con carretillas y carros en la primera y segunda posta.

Si el perfil no presenta una progresion muy rápida en los espesores y se repiten frecuentemente los puntos de transicion bastará añadir á los medios de trasporte que acaban de indicarse, el de las carretas como mas á propósito para mayores distancias, y solo habrá de cuidarse de que la excavacion sea conducida de manera que caminando los vehículos por el centro donde se hagan las primeras excavaciones, puedan recibir el producto de las laterales con cierta diferencia de altura que haga la carga mucho mas fácil que lo seria si las tierras estuvieran al nivel dél suelo donde se hallan las ruedas.

Haciéndose las excavaciones con los instrumentos comunes y los trasportes con carretillas ó carros de mano, se procurará llevar en el centro una especie de brecha de unos 2^m de anchura y que avance por unos 3 ó 4, pues así los vehículos para

la traslacion pueden internarse en la brecha misma y recibir lateralmente su carga.

Pero si el trasporte se hace por carretas que necesitan cierto espacio para su vuelta, es acaso mas oportuno llevar de frente casi toda la excavacion cuando la anchura de vía exceda poco de 6^{m}.

Si se practica la excavacion por el método de minas es mas necesario contar con un gran frente que disminuya la necesidad de disponerlas cerca de los ángulos entrantes donde su accion no es tan efectiva.

En las hondas excavaciones, esto es, que pasen de 3^{m} de hondura pueden disponerse los trabajos en 2 pisos distintos como se indica en la fig. 55, lo que facilita singularmente la carga de las carretas pues basta que las carretillas llevadas por los andamios descarguen sobre ellas.

La mayor parte de lo que va á decirse sobre el modo de conducir las operaciones ejecutando los trasportes por ferrocarril es aplicable á la traslacion con carretas y aun con carros de mano, y por consiguiente podrá adoptarse una distribucion análoga á la que va á describirse.

Supóngase que cada wagon exige un frente libre de 2^{m} porque su anchura sea un poco menor y se deje algun espacio para evitar un choque. Podrán emplearse cuatro de frente en una excavacion cuya base final deba ser de 8^{m} y se necesitarán cuatro ramales que á poco puedan unirse en una sola vía para salvar lo principal del trayecto.

El mejor sistema en este caso consiste en dividir longitudinalmente en 3 tramos de á 20^{m} el terreno que ha de excavarse. Pueden conducirse en él los trabajos en el órden sucesivo que indica la fig. 56.

Cuatro wagones colocados en 2'' trasportarán el terreno que se halle aun en 1'' para que la vía abierta en 1' pase á 1'', y servirán tambien para despejar el fondo de la parte 2'' y que la vía pueda avanzar á 2''.

Durante este tiempo 4 wagones situados en 1' despejarán la

parte *a'*. Cuatro wagones colocados en la vía num. 3" y otros tantos en 4" harán el mismo trabajo. Así se tendrian 16 wagones empleados, pero no les corresponderia igual cantidad de trabajo, lo cual es indispensable para que su avance sea igual; será pues necesario que haya un trabajo mas activo en las dos vías medias para conseguir aquel fin.

Supóngase para ello el estado de los trabajos en los siguientes términos.

1', 2"; 2"' estarán completamente excavados, habiéndose trabajado en el último en esta forma: tres cuartos del volúmen se habrán depositado provisionalmente en 1"' [*C*] y la parte restante habrá sido trasportada directamente. Entretanto otros trabajadores se ocuparán en la excavacion de 2"' hasta tres cuartos de la profundidad, depositando provisionalmente el producto en 1.""

Dos wagones estarán en 1' para trasportar *a'* [*A*]. Un wagon en la extremidad de 2"' trasportará el último cuarto de 2."" [*B*] Tres wagones en 2"' cargarán el depósito provisional de 1.'" [*C*] Cuatro wagones colocados en la línea 2" trasportarán el volúmen de 1" [*D*] para abrir así el camino á 2 wagones colocados en 1' que trasporten el volúmen *a'*

El primer tren constará pues de 2 wagones, el segundo de 1, el tercero de 3 y el cuarto de 4, formando el total de 10 wagones.

Si el espesor de excavaciones, por ejemplo, es de 4,^{m} cada volúmen en las fajas 1, 2, 3 y 4 será $20 \times 2 \times 4 = 160$ $^{m.cb.}$

El volúmen de A es		$=\frac{1}{2}$	$20 \times 2 \times 4 =$	80
—	——	— B	$=\frac{1}{4}$	$20 \times 2 \times 4 =$ 40
—	——	— C	$=\frac{3}{4}$	$20 \times 2 \times 4 =$ 120
—	——	— D	$=$	$20 \times 2 \times 4 =$ 160

Se vé que siguiéndose esta combinacion, los volúmenes que se han de trasportar están en la misma relacion que los wagones de cada tren, y que á consecuencia de esto los trabajos avanzarán simétricamente y guardando las mismas distancias.

El cómputo anterior solo se refiere á un lado de la vía, por lo que el número de wagones debe suponerse duplicado para el trabajo completo si se quiere mediana actividad.

Si la anchura del camino no permitiera el uso de los wagones en 4 líneas como se ha estimado, se emplearian 3, ó aun 2, en cada una de las cuales se situaria el número de wagones correspondiente á los volúmenes de la faja respectiva y al sistema de trabajos, haciendo un cálculo semejante al anterior.

Supóngase una excavacion de 6^m de base, 2 de altura y talud á 45°; su área trasversa será de 16^{m^2} y puede dividirse en 3 fajas, dándose á la media $2,^m6$ de anchura para que sean sensiblemente iguales las tres secciones. Cada una de las laterales tendrá en su base inferior $1,^m 7$; latitud bastante para la vía, si se advierte que á ,3 de altura presentará ya 2^m por el efecto del talud, y que la caja de los wagones ó su parte mas ancha se halla á una altura mayor.

Dividida la excavacion en tramos longitudinales de á 20^m como en el caso anterior, y la cuadrilla de trabajadores en 3 escuadras, pueden ocuparse, la del medio en el tramo mas avanzado y las dos laterales en el anterior.

Ya se ha dicho que las diversas vías pueden refundirse en una al salir de la obra, y por tanto el punto de reunion y los aparatos de cruzamientos de vías se irán internando conforme avance la excavacion, y de modo que cada ramal no tenga menos de $50.^m$

Aunque es mas costoso, es muy conveniente y se abrevia considerablemente el tiempo de los trasportes llevando dos vías en toda la línea, mas si solo una se ha tendido deberá bifurcarse á unos 40 ó 50 metros antes del punto de descarga para que puedan emplearse muchos wagones.

82—*Ballenas.*—Para facilitar la distribucion de las tierras conducidas se ha inventado en Francia un aparato á que se ha dado aquel nombre, y cuyo servicio y armadura puede comprenderse sin dificultad examinando las figuras 57 y 58. Su uso comienza á ser ventajoso cuando el espesor del terraplen

es ya de 3^{m}; y cuando aquel espesor excede á la altura que tengan los piés derechos del aparato, debe procederse por escalones, como indica la fig. 57.

El gran peso que los piés derechos soportan y el paralelismo que debe guardarse en el movimiento, exigen que éste se ejecute sobre un ferrocarril; para esto bastan cuatro rieles, pues los posteriores se colocan adelante cuando es necesario mover la ballena. La necesidad de este avance frecuente es la que impide el uso de tal sistema para espesores que no excedan de 3^{m}. El límite máximo ha sido de 10^{m}, y se ha obtenido el efecto mas ventajoso cuando se han colocado dos ballenas, una de las cuales se hace avanzar mientras la otra está en servicio.

83—*Mayor compresion en el medio de un terraplen.*—El tránsito contínuo y la conduccion de tierras sobre la primera parte de los terraplenes les da una gran parte del asiento, que se termina de todo punto cuando la vía se entrega al servicio público, y sobre todo cuando ha pasado una estacion de lluvias. Es fácil tambien comprender que en un terraplen de gran espesor la diminucion de la altura producida por aquellas causas es mucho mas considerable que en los pequeños espesores. En la parte media, y generalmente la mas profunda de esta especie de obras, resulta pues, por ambos motivos una considerable depresion, mal que en parte puede disminuirse porque se apisone con cuidado aquella seccion representada por un triángulo en el perfil longitudinal, en el punto en que se reunen los terraplenes traidos de dos direcciones contrarias. Este procedimiento disminuirá en mucho los gastos de grandes reposiciones en los primeros meses del servicio del camino.

84—*Carga uniforme sobre los puentes.*—En los mismos puntos están por lo comun construidos puentes ó alcantarillas, en cuya arquivolta llega á decidirse la ruptura si no se cargan con igualdad ambos senos ó riñones de la bóveda: deberá pues tratarse de que por ambos lados sea igual la carga de tierras y de que éstas queden perfectamente comprimidas allí, para

que en adelante no soporten las claves la mayor parte del peso.

85.—*Contraccion de las tierras.*—Es bastante conocida esta calidad distinta de la compresion, y que tiene lugar cuando por la evaporacion de una humedad exuberante, disminuye el volúmen de cualquier macizo formado con tierras recien removidas. En los terraplenes, tanto la contraccion como la compresion contribuyen á que su superficie resulte deprimida respecto de la forma que se le habia dado, por lo que se altera la horizontalidad ó inclinacion del proyecto. Para oponerse á este incoveniente es necesario dar mayor altura de la que definitivamente presentará el terraplen.

Este exceso dependerá por tanto de la calidad de las tierras, supuesto que la mayor contraccion tendrá lugar con las arcillosas en que llega hasta $\frac{1}{8}$: por lo que hace á la compresion su mayor efecto, se marcará cuando se empleen fragmentos angulosos.

Si por ser los terraplenes de poca altura, $<2^m$, se levantaren prontamente sin que la compresion debida al mucho tránsito pueda decidir su asiento, es necesario darles al menos $\frac{1}{10}$ del espesor del proyecto, hasta $\frac{1}{6}$ en tierras arcillosas, para compensar los efeectos de la compresion y contraccion futuras. Mas en las grandes obras, donde la parte inferior ha sufrido en gran parte ambas modificaciones, no se puede llegar á aquel aumento, y acaso bastará en circunstancias generales la diferencia 1/20 respecto del espesor calculado.

86.—*Terraplenes en terreno inclinado.*—Construyendo esta especie de obras en un terreno cuya inclinacion lateral se acerque, y con mas razon si excede de 30° seria peligroso hacinar tierras recien removidas que fácilmente podrian deslizarse si un exceso de humedad se depositara en la superficie de contacto. En estos casos debe prepararse el terreno natural, haciéndose ligeras excavaciones á lo largo de él, y cuya seccion represente la forma indicada en la figura 59.

Si el ángulo de inclinacion se acercare á 40° tal medio, em-

pleado aisladamente, no daria la estabilidad necesaria siendo indispensable en ese caso construir muros de sostenimiento ó albarradas de piedra seca, de cuya estructura se tratará en las construcciones arquitectónicas (fig. 59 bis.)

87.—*Terraplenes sobre pantanos.*—Algunas veces los terreros de este género son de tal calidad, que, sustrayéndose el agua exuberante pueden formar macizos compactos y resistentes, y en este caso bastará proporcionar buenos desagües, tanto á los lados de la obra, como debajo de ella, antes de comenzar el terraplen. Mas otras veces el mal procede de la calidad semejante á la de la turba que ofrece el sedimento de una ciénaga, y entonces no basta la desecacion, siendo necesario ocurrir á algun otro medio.

Si la capa de este terreno fuese de poco espesor, es lo mas oportuno quitarla sustituyéndole tierras compactas y sólidas. Pero si la hondura fuese considerable, y costoso por lo mismo aquel medio, se formará un cimiento de faginas que tengan de 20 á 30 centímetros de diámetro, y de 4 á 6^{m} de longitud: estas deben disponerse en dos capas cruzadas en ángulo recto, poniéndose la primera transversal, y la segunda paralelamente al eje de la vía, y asegurándose esta segunda con dos estacadas laterales para evitar su rotacion. Acaso se evitará mejor este inconveniente si ambas capas se cruzan normalmente entre sí y con 45° respecto del eje del camino: esta disposicion fatigará menos las estacas laterales, y distribuirá la presion lo mismo que la otra forma.

Sobre las dos capas de faginas debe ponerse una de piedras, llenando los intesticios con otras mas pequeñas para facilitar la infiltracion del agua, y sobre el todo podrá formarse el terraplen en los términos comunes.

88—*Medida de los taludes.*—Frecuentemente acaece que durante la marcha de los trabajos, se pierden las señales puestas para marcar la gran base de las excavaciones y terraplenes, resultando entonces que el talud formado es el que dan segun su calidad, las tierras trasportadas, y que generalmente es me-

nor del que se adopta para la seguridad de una vía. Debe, pues, reconocerse el declive antes de dar por terminada la obra, y para ello ó puede medirse el ángulo de inclinacion con un nivel graduado como se indica en la fig. 60 ó con un ligero aparato que dé directamente la base en funcion de la altura en la forma de la fig. 61. En ambos casos debe tenderse una larga regla sobre el talud para que sobre ella se aplique el instrumento.

89—*Inclinacion ú horizontalidad uniforme.*—Es óbvio el llevar estas dos especies de líneas cuando se tiene un nivel y una mira; pero no pudiendo contarse con la asistencia contínua de los ingenieros en los diversos puntos del trabajo, deben emplearse medios materiales que los sobrestantes puedan aplicar sin peligro de equivocacion, y tal es el siguiente.

Si se conservan intactos dos centros de estacion en un intervalo que presente la misma inclinacion del proyecto ó una línea horizontal, si esta fuese la adoptada allí, puede fácilmente compararse la diferencia en altura del terreno primitivo y la vía formada á 1 ó 2^m de distancia, donde por consiguiente, se habrá dado sin dificultad el espesor computado. Si en estas dos estaciones *a* y *d* (fig. 62) se clavan estadales pequeños de $1\frac{1}{2}^m$, por ejemplo, que sobresalgan exactamente la misma altura en ambas estaciones, la cual puede fijarse en 1^m,20 centímetros, llevando otra medida de esta misma altitud sobre la vía formada entre ambas estaciones, ó aun un poco adelante, un observador colocado tras de una de estas señales y enrasando la visual la extremidad superior con igual extremidad de la otra señal, comparará fácilmente si la misma visual pasa sobre la medida móvil que se vaya llevando por toda la línea; así podrá reconocer que en *b* falta terraplen, y que debe rebajarse el que se formó en *c*.

Este método es tanto mas necesario, cuanto que la guía de un cordel tirante de una á otra estacion, es insegura, pues presenta siempre una ondulacion parabólica.

PARTE SEGUNDA.

CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.

CAPITULO I.

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES.

POR mas analíticos y espirituales, si cabe decirlo, que hayan sido los cálculos que deben preceder á las construcciones del género mencionado, es necesario contar para su aplicacion con los elementos materiales, y por tanto con el conocimiento de sus calidades y modo de accion, segun las circunstancias en que han de hacerse funcionar.

Algunos materiales de una resistencia considerable á la tension, se emplean de modo que se aproveche su tenacidad, y por esto se usa el fierro en los puentes suspendidos: en otros

casos, como en los puentes americanos, se pone en juego la resistencia trasversal de la madera; y lo mas comun es, que, como en las bóvedas y pilares de los puentes comunes, en los *túneles* y todas las obras de mampostería, dependa la estabilidad de la resistencia que las piedras ofrecen á la compresion.

Antes de extender los cálculos teóricos y ocuparse de su aplicacion, es pues, oportuno conocer aquellas diversas resistencias, derivadas de muchas experiencias y observaciones debidas á Muskembroek, Buffon, Rondelet, Hodgkinson, &c.

En los experimentos se ha llegado hasta la ruptura de las piezas que á ellos se han sujetado; pero como es evidente que jamas deben exponerse las construcciones ni aun á la mitad del peso necesario para que sobrevenga la ruptura, despues de poner en tabla las cargas que la deciden, se manifestarán las modificaciones establecidas en la aplicacion.

90.—*Resistencia á la compresion.*—Cargas por centímetro cuadrado de seccion trasversal que rompen un sólido de forma cúbica.

METALES.	PESO ESP.	C. DE RUPT.	METALES.	PESO ESP.	C. DE RUPT
Fierro fud° (gris).	7,2	10,000	Caliza comun dura	2,3	300
— — blanco.	—	14,000	Caliza comun tierna	2,0	120
— forjado....	7,8	4,945	Piedra litográfica	2,2	285
Cobre batido	8,8	7.245	*Ladrillos.*		
Laton.....	8,	11,584	Ladrillo muy compacto y bien cocido.....	1,8	150
Estaño fundido ..	7,3	1,087	Ladrillo rojo	1,6	60
Plomo.....	11,4	540	— pálido.....	1,4	40
Maderas.			— vitrificado .	1,7	100
Encino	1.1	400	*Yeso y cimentos.*		
Ciprés.....	.6	500	Yeso bat. en agua.	2.3	50
Pino blanco.....	,8	118	— — lechada.	2,3	73
Olmo	,9	90	*Cimento ó mezcla.*		
Piedras.			Comun	1:6	35
Basalto.....	2,9	2,000	Cimento ó mezcla con puzolana..	1,5	37
Lavas duras.....	2,6	590	Cim° ó mezcl. con tejas trituradas.	1,5	48
— tiernas....	1,9	230	Cim° hidráulico..	1,5	74
Granito	2,7	600			
Gres muy duro..	2,5	870			
— arenaceo...	2,1	4			
Mármol negro....	2,7	700			
— blanco ven°	2,6	300			
— azul con grifitas.....	2,6	300			

Límites prácticos.—Ademas del que se fija para no exceder de cierta relacion con la carga de ruptura, hay otros que dependen de la proporcion que presenta la altura de las piezas con el lado menor de su seccion trasversal; pues que las cargas indicadas en la tabla anterior se refieren á experiencias hechas con sólidos, cuya altura era igual á la base. La modificacion procedente de esta causa, se aplica á las piezas de madera y metal principalmente.

Aun en este caso se establece una segunda distincion entre los apoyos fijos y las piezas móviles que exigen naturalmente mayor solidez. Para la primera aplicacion, que es la que se

verifica en las construcciones, los números de la tabla anterior se modificarán con arreglo á la siguiente:

DESIGNACION DE LOS CUERPOS.	densidad.	Relacion de la longitud de la pieza á la menor dimension de la area trasversal.				
		menor de 12	12	24	48	60
		k	k	k	k	k
Encino fuerte.....	0.98	300 á 400	250	150	50	25
— débil.....	0.90	100	84	56	"	"
Pino rojo.....	0.67	400 á 500	350	200	70	"
— blanco.....	0.55	97	81	49	"	"
Fierro forjado.....	7·79	4,900	4,084	2,150	816	400
— de fundicion.	7.21	10,000	8,333	5,000	1,666	833
Basalto.....		2,000				
Mármol duro.....		1,000				
Ladrillo muy duro.		120				
— ordinario....		40				

Para asegurar la duracion de las construcciones no debe exceder respecto de la madera, la carga permanente de $\frac{1}{10}$ de la de ruptura; y si las construcciones fueren poco importantes, podrá llegarse á $\frac{1}{6}$ ó $\frac{1}{5}$. Respecto del fierro, no debe ser la carga permanente mas de $\frac{1}{4}$ de la de ruptura.

Los pilotes de las estacadas se cargan con 35 kilógramos y aun algo mas por centímetro cuadrado de seccion.

Las piedras y ladrillos si se emplean con alturas que no lleguen á ser 12 veces la menor dimension de la seccion trasversal, reciben en la práctica $\frac{1}{10}$ de la carga de ruptura. En las construcciones ligeras puede llegar hasta $\frac{1}{5}$; así como en las de piedras brutas ó materiales pequeños debe reducirse á $\frac{1}{15}$ ó mejor á $\frac{1}{20}$, y otro tanto se ejecuta con los apoyos aislados, cuya relacion de altura á la menor dimension de su area trasversal es muy pequeña.

Mr. Dejardin ha dado los valores siguientes como coeficiente de resistencia práctica á la compresion por cada metro cuadrado:

Mampostería de piedras brutas en beton	5,000k
—— —— rozadas ó desbastadas	10,000
—— —— rostreadas	20,000
—— —— comunes talladas	30,000
—— —— de talla bien aparejadas	50,000

91.—*Resistencia á la tension.*—Se derivará fácilmente el peso que decidirá la ruptura de una pieza, pues será igual al número de centímetros cuadrados de su seccion, multiplicado por el que se halle en la tabla siguiente que representa la carga de ruptura de un centímetro cuadrado.

Debe advertirse como en los casos de compresion, que jamas debe llegarse en las piezas de madera sino á $\frac{1}{10}$ de la carga de ruptura: que respecto del fierro cuya elasticidad comienza á degenerar al $\frac{1}{2}$ ó á $\frac{2}{3}$, debe limitarse su carga á $\frac{1}{4}$ y hasta $\frac{1}{6}$ si no se tiene plena seguridad en la clase del metal. Por lo que hace al fierro fundido, cuando sea indispensable emplearlo, (pues en general debe reservarse para resistir á la compresion) su carga no debe llegar á $\frac{1}{4}$.

MADERAS.		carg. de ruptura.
Encino en el sentido de sus fibras.		700
Fresno	idem.	1,200
Ciprés	idem.	850
Boje	idem.	1,400
Peral	idem.	690
Caoba	idem.	560
Encino perpendicularmente á sus fibras.		160
Alamo	idem.	125

METALES.	
Fierro en barras ó estirado de pequeña dimension	de 6,000 á 2,500
Fierro laminado ó palastro en la direccion de la laminacion.	4,100
—— —— normalmente á esa direccion.	3,600

Alambre de fierro de la mejor especie.	8,000
—— —— débil de gran diámetro.	5,000
—— —— medio de 1 á 3^{mm} de diámetro.	6,000
—— —— dispuesto en cable.	3,000
Fierro fundido.	1,300
Acero fundido de primera calidad.	10,000
—— malo y mal templado.	3,600

Límite de elasticidad.—Todos los cuerpos sometidos en la direccion de su longitud á una traccion considerable aumentan aquella longitud en una cantidad pequeñísima, lo que no es trascedental á su solidez si no se ha pasado de aquel término en que ya les es imposible recobrar la medida primitiva al cesar el esfuerzo que la habia aumentado. Aquel límite se llama de elasticidad, y jamas debe llegarse á él en la práctica.

La tabla siguiente da por *milímetro* cuadrado el límite de elasticidad (e) y el peso (P) que lo decide, respecto del cual no se pasará en las construcciones de sus $\frac{3}{4}$, siendo mas oportuno sujetarlas á $\frac{1}{2}$, y solo cuando se tenga toda certidumbre de la homogeneidad de la pieza puede llevarse la carga hasta $\frac{4}{5}$.

Indicacion de los cuerpos.		Valor de *e*	Valor de *P*
	En fracc comun.	En fraccion decimal.	Por 1 mm.
Encino	1/600	,0017	2,00
Ciprés	1/800	,0011	2,17
Pino	1/470	,0021	2,
Fresno	1/885	,0011	1,25
Caoba	1/550	,0025	3,19
Alamo	1/530	,0019	1,
Erablo	1/800	,0011	1,06
Fierro en barras	1/1,250	,0007	12,20
—laminado de corta seccion	1/1,250	,0007	14,75
Acero de buena calidad	1/835	,0012	25,
—fundido muy fino templado en aceite	1/4,500	,0002	66,
Fierro fundido	1/1,200	,0008	10,
Alambre de laton	1/742	,0014	15,
——de fierro			18,
——de acero			26,
Cuerdas de cáñamo de 13 á 17 milímitros dediámetro	1/10	,1	300,

92.—*Resistencia trasversal.*—Siendo tan diversas als circunstancias en que puede ejercerse, es necesario considerar teóricamente diversos casos de aplicacion para que esta pueda hacerse con exactitud, pues por regla general solo puede decirse que cuando un cuerpo de poco espesor, respecto de su longitud, se halla expuesto á una presion trasversal, una parte de su seccion resulta comprimida hácia el lado cóncavo, y por el convexo soporta una accion contraria, esto es de tension. En medio de la area trasversal de la pieza, y en ángulo recto con su eje y con la direccion de la presion, hay pues una línea que no está sujeta ni á esta fuerza ni á la traccion, por lo que se llama eje neutral, y tratándose de la madera se designa especialmente con el nombre de *línea de las fibras invariables.*

Las que componen las capas paralelas á éstas están mas ó menos sujetas respectivamente á la compresion y á la tension,

segun la mayor ó menor distancia que tienen respecto del eje neutro.

Suponiendo una barra metálica ó una pieza de madera perfectamente homogénea, aquel eje debe ocupar la línea media de la seccion trasversal *a b* (fig. 63); las capas paralelas que se hallan hácia arriba sufrirán la presion, y las que se encuentran hácia abajo la tension, en razon directa de la distancia al eje neutro, como se ha dicho: y por consiguiente, si en el punto *m* las fibras de aquella capa soportan una traccion conocida puede derivarse la que se ejerza en *n*, por la relacion de las líneas *n q*, *m r*, si se supone que *m r* represente la mayor intensidad de la fuerza de traccion.

La tension total puede, por tanto, representarse por el triángulo *r o m* así como la compresion de la parte superior por el triángulo igual *K o f*.

Si se trata de estimar el momento de estas fuerzas, debe no solamente calcularse su direccion é intensidad, sino tambien el brazo de palanca con que obran, y es en este caso su distancia al eje neutro, por tanto es igual á la que hay del centro de gravedad de estos dos triángulos respecto de aquel eje, y como es sabido, se halla á los $\frac{2}{3}$ del vértice en una seccion triángular.

El peso de cualquier cuerpo ó su accion, pueden suponerse concentradas en su centro de gravedad, así como por otra parte cualquier grupo de fuerzas paralelas puede sustituirse con su resultante.

Si se representa por *h* la altura absoluta del sólido *krmf*, $\frac{2}{3}$ de su mitad $= \frac{1}{3} h$ será el factor que con la intensidad de la fuerza dará su momento, y aquella intensidad puede representarse por la area de cualquiera de los triángulos *kof*, *rom*. Siendo *R* tal fuerza, representada en la fig. por la línea *rm*, la suma de las presiones parciales = á la area del triángulo *rom*, será

$$= \frac{h\,R}{4}.$$

y el momento de la presion total

$$\frac{h}{3} \times \frac{h\ R}{4} = \frac{R\ h^2}{12}$$

En lo general no es tan considerable la diferencia de la madera ó los metales para resistir á la presion y á la tension, que no puedan en este caso tenerse como iguales: así se considera en la teoría, y todos los autores suponen que la resistencia á la compresion de un sólido en su mitad superior es igual á la resistencia á la tension de que acaba de hablarse, y se ejerce en la mitad inferior: por consiguiente, la resistencia total está representada por

$$\frac{R\ h^2}{6}$$

Esta expresion no contiene la anchura de la pieza porque ha podido suponerse=1; pero si debiere tomarse en consideracion, entrará como factor de la area trasversal, y representándolo por b, se tendrá

$$\frac{R\ b\ h^2}{6}$$

quedando R como factor abstracto de la resistencia, y variable segun la calidad de la pieza de que se trata.

Una misma resistencia puede sufrir la accion de diversos pesos segun el brazo de palanca con que obren y las diversas modificaciones que presenten.

Si una barra está empotrada por una de sus extremidades (fig, 64) y en la otra, distante la longitud L, obra un peso P, prescindiendo por un momento del peso mismo de la pieza, habria equilibrio si se llenara la ecuacion.

$$P\ L = \frac{R\ b\ h^2}{6} \qquad \text{A}$$

Si el peso está uniformemente repartido sobre toda la longitud, en vez de obrar solo sobre la extremidad, el centro de gravedad distará del punto de empotramiento $\frac{L}{2}$ y por tanto

habrá equilibrio si

$$\frac{P\,L}{2} = \frac{R\,b\,h^2}{6} \qquad \text{B}$$

por consiguiente

$$P\,L = \frac{R\,b\,h^2}{3}$$

Pero es necesario considerar el peso de la pieza misma que naturalmente se supone repartido con uniformidad en toda la longitud; por consiguiente designándole por p, la fórmula A se modificará así

$$P\,L + \frac{p\,L}{2} = \frac{R\,b\,h^2}{6} \qquad \text{C}$$

y B se convierte para el caso de P uniformemente repartido en

$$\frac{(P+p)\,L}{2} = \frac{R\,b\,h^2}{6} \qquad \text{D}$$

93.—*Pieza apoyada en sus dos estremos.*—La fig. 65 representa este caso, y aunque en general m puede suponerse$=n$, las fórmulas siguientes son aplicables á cualquier otro en que la desigualdad de m y n sean marcadas. La hipótesis que conduce mas fácilmente á la resolucion versada es la de suponer empotrada la barra en el punto de aplicacion del peso, y que obran hácia arriba como fuerzas activas, las resistencias que los dos apoyos ofrecen al sostenerla; pueden por consiguiente representarse por dos fuerzas f, f', cuya resultante es P.

Se tendrá pues

$$f = \frac{P\,n}{L} \qquad f' = \frac{P\,m}{L}$$

De este modo ocurriendo á las fórmulas primitivas porque se supone el sólido empetrado en c y separadas las dos fuerzas f y f' resultará que $P\,L$ de la expresion A, es=

$$f\,m = \frac{P\,m\,n}{L} = \frac{R\,b\,h^2}{6} \qquad \text{E}$$

ó á

$$f' n = \frac{P m n}{L} = \frac{R b h^2}{6} \qquad E'$$

Si el peso está uniformemente repartido, P resulta en el medio; m será $= n = ,5\ L$, y por tanto la expresion B tomará la forma

$$\frac{P L}{4} = \frac{R b h^2}{6} \qquad F$$

Considerando el peso de la pieza, y suponiendo desiguales á m y n se tendrá

$$\frac{P m n}{L} + \frac{p L}{4} = \frac{R b h^2}{6} \qquad G$$

Para el caso de igualdad de m y n, y considerando el peso del sólido se modifica la fórmula así

$$\frac{P + p}{4} L = \frac{R b h^2}{6} \qquad H$$

Pieza empotrada en sus dos extremidades.—Un sólido descansando libremente sobre los apoyos, no opone otra resistencia al peso ó fuerza que decide la compresion de las partes superiores y la tension de las inferiores, sino la que depende de su organizacion molecular; mas si se hallare empotrado y sin libertad sus extremos para seguir la modificacion de forma y posicion consiguiente á aquella fuerza, se opondrán entonces tanto á la traccion como á la compresion, é impedirán que la flecha de curvatura llegue á la dimension que tendria en el caso de apoyos libres, supuesto un peso idéntico. La resistencia del sólido empotrado llega hasta el duplo de lo que importaria en el caso de hallarse apoyado simplemente.

La fórmula A se convierte pues en esta

$$\frac{P L}{2} = \frac{R b h^2}{6}, \qquad I$$

si P se encuentra en medio de la pieza.

Si se atiende al peso de la misma, y P se encontrare en el medio se tendrá

$$\frac{P+p}{2} L = \frac{R b h^2}{6} \qquad \text{J}$$

Si se hallare en cualquiera otra posicion, la fórmula G se convertirá en

$$2 \frac{P m n}{L} + \frac{p L}{2} = \frac{R b h^2}{6} \qquad \text{K}$$

94.—*Resistencia de los sólidos en relacion á su figura.*—Las fórmulas expresadas se refieren á una seccion rectangular, cuyos elementos se han expresado por b y h, que son naturalmente dos incógnitas, y por lo mismo es necesario para la aplicacion de las fórmulas dar á cualquiera de ellos algun valor, ó mas bien suponerse una relacion conveniente.

Para las piezas de fundicion la mínima relacion de b es $\frac{1}{12} h$ y la máxima $\frac{1}{4} h$, resultando para la media $\frac{1}{8} h$. Para la madera b varia entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2} h$, siendo mas oportuno hacer á $b = \frac{5}{7} h$

Cuando se trata de un cuadrado cuyo lado se represente por c, el miembro de las fórmulas que expresa la resistencia, resultará modificado así;

$$\frac{R c^3}{6}$$

Si la seccion fuere circular y el cilindro pleno, representando por r su rádio se tendrá

$$\frac{R \pi r^3}{4}$$

siendo hueco, designándose por r' el rádio exterior, y por r'' el interior resultará

$$\frac{R \pi (r'^4 - r''^4)}{4 r}$$

Suponiendo un rectángulo (fig. 66) la expresion primitiva toma la forma

$$\frac{R (b h^3 - b' h'^3)}{6 h}$$

En las piezas comunes de fierro es mas comun la forma de la fig. 67, en que los vacíos se encuentren lateralmente en vez de estar en el medio: entonces puede emplearse la notacion anterior, si las letras se aplican á las líneas que expresa la figura.

Esta que se llama de *doble T*, es la mas usual, porque en efecto es la seccion trasversal de mayor resistencia, hallándose la parte mas delgada cerca del eje neutro, donde no se necesita mas anchura que la indispensable para la unidad de la pieza, y se presta por otra parte á una fácil modelacion.

Hay aun otra forma llamada de T, é indicada en la fig. 68, cuya resistencia se calcula por medio de las expresiones siguientes:

$$n = \frac{1}{2} \times \frac{b\,h'^2 - b'\,h'^2 + b'\,h^2}{b\,h' - b'\,h' + b'\,h}$$

$$P\,L = \frac{R}{3} \times \frac{b\,n^3 - (b - b')\,(n - h')^3 + b'\,(h - n)^3}{h - n}$$

Comparando las expresiones y fórmulas que anteceden se ve que un sólido presenta á un peso uniformemente repartido doble resistencia de la que le ofreceria si gravitara sobre el punto medio; y que lo mismo sucede en una pieza empotrada respecto de la que se halla apoyada libremente; de suerte que en aquel caso un mismo sólido puede resistir un peso uniformemente distribuido cuatro veces mayor que el correspondiente á la posicion libre sobre los apoyos, y al caso de ejercerse la accion toda sobre la medianía del sólido.

Respecto de la seccion trasversal de las barras ó trabes, comparando sus diversas fórmulas, resulta que la resistencia de una pieza rectangular es á la de otra cuadrada como $h : c$; y que por lo mismo es mas resistente la pieza cuya seccion sea paralelográmica: que la seccion circular anular es mas rígida que la circular llena; y por último, que la forma mas sólida, supuesta una misma cantidad de materia, es la *doble T* que por otra parte permite la fácil elaboracion de las piezas.

95. Para la aplicacion de las fórmulas de la que se hallarán varios ejemplos al tratarse de los puentes, es indispensable dar valor numérico al coeficiente R que ha intervenido en ellas, y se hallará en la tabla siguiente, supuesto el valor de P en kilógramos, y los de L, b, h, c, etc. en metros.

DESIGNACION DEL MATERIAL.	VALOR DE R.		
	De ruptura.	Práctico.	
Encino.....	6000000	500000	700000
Ciprés.....	8000000	600000	800000
Arcos de planchas.....	3000000	2500000	300000
Alambre de fierro en cable....	30000000	6000000	10000000
Fierro forjado >6ctm de lado ..	40000000	4000000	8000000
— — <6ctm de lado....	60000000	6000000	10000000
— fundido, no somet. á choq.	28000000	promed.	7000000

96.—*Resistencia en posicion oblícua.*—Es muy comun este caso en las armaduras de fierro ó madera, y á la primera reflexion puede advertirse que modificándose las condiciones de accion, deben variar tambien los elementos de resistencia.

Esta es máxima cuando la fuerza es directamente opuesta á las haces de fibras que la afrontan, pero si hay cualquier oblicuidad (fig. 69) la resistencia decrece como el coseno de α; siendo $= 1$, esto es, al radio, en la posicion vertical contra una accion vertical tambien. Resulta, pues,

$$1 : \cos, \alpha :: R : r,$$

si se representa por R la resistencia máxima obtenida, por los coeficientes y fórmulas del párrafo 90, por 1 el rádio natural y por r la resistencia reducida en virtud de la posicion oblícua.

Pero en las aplicaciones de la ciencia no se trata tan frecuente ni directamente de buscar aquella reduccion, sino mas bien de calcular respecto de la seccion trasversal de un sólido el aumento consiguiente á la diminucion versada. El medio

mas sencillo y que permite usar los mismos elementos del párrafo 90, consiste en suponer la presion aumentada en proporcion igual á la reduccion de la resistencia, pues así se obtiene el exceso de seccion que se inquiere: tal seccion correspondiente á la resistencia que se trata de dar es

$$r = \frac{R}{\cos \alpha},$$

significando R la presion que se ejerza, igual á la reaccion máxima que la pieza ofreceria en la posicion vertical.

97.—*Sólido de igual resistencia.*—Si en la fig. 70 se hace $b\,A = L$, $b'\,A = L'' \ldots$ empleándose la notacion del párrafo 92, irán disminuyendo gradualmente y en proporcion directa de las longitudes, los términos $P\,L$, $P\,L'$, $P\,L'' \ldots$ é igual diminucion resultará en el otro miembro de la ecuacion

$$\frac{R\,b\,h^2}{6},$$

pues en efecto la seccion trasversal es proporcional á la longitud de la palanca.

Para $A\,B\,b'\,h'$ $\quad P\,L' = \frac{R\,b\,h'^2}{6}$.

quedando los mismos valores P, R y h de la fórmula primitiva A (92).

$$h^2 = \frac{6\,P\,L}{R\,b} \qquad h'^2 = \frac{6\,P\,L'}{R\,b}$$

por tanto $\quad h^2 : h'^2 :: L : L'$

y de aquí resulta $\quad h'^2 = \frac{h^2}{L}\,L'$

conociéndose h, L y L', $L'' \ldots$ pueden determinarse sucesivamente h'', $h''' \ldots$

Sustituyéndose h por y, L por x y $\frac{h^2}{L}$ por $2\,p$ se tendrá la

ecuacion de la parábola referida á su vértice: $y^2 = 2p\,x$. Esta es, pues, la curva que presentará el sólido de mayor resistencia *teóricamente*, llenando la condicion de contener el mayor volúmen posible: siendo en efecto la área de una parábola $\frac{2}{3}$ de la del rectángulo circunscrito, se vé que hay $\frac{1}{3}$ economizado del peso y del material.

Si la diminucion se hace en la altura h, se obtendrá una de las tres formas indicadas en la fig. 71.

Mas si se ejecutare en la base b, resultarán sólidos análogos á los que exhibe la figura 72.

98.—*Presas ó diques para agua inmóvil.*—Los datos comprendidos en los primeros párrafos de este capítulo, bastan para el cálculo simple de la resistencia á una accion simple tambien; pero en las construcciones suele presentarse un problema complexo, ya porque la presion no se ejecute perpendicularmente al macizo que haya de resistirla, ó ya porque éste presenta distintos elementos de adherencia y peso en sus diversas partes.

Supóngase el caso mas simple de una pared vertical que detenga un volúmen de agua.

Si se recuerda que la presion de un líquido se trasmite igualmente en todas direcciones, y que está en relacion con la altura del fluido, se conocerá que á diversas alturas, la presion horizontal contra la pared está representada por una distancia de ella igual á la que hay desde la horizontal que pase por el punto versado á la superficie del agua, esto es, $i\,j = j\,k$. En la fig. 73 en que h representa la altura $a\,b$, la presion total correspondiente será $\frac{h^2}{2}$ y supuesto que el centro de gravedad de un triángulo está á $\frac{2}{3}$ del vértice, el centro de la presion se hallará á $\frac{1}{3}$ de la altura, partiéndose de la base.

Designándose por x el espesor, por H la altura del muro que deba resistir aquel empuje, y tomando en cuenta la densidad del agua, D, y la de la pared, d, deberá tenerse

$$\frac{D\,h^2}{2} \times \frac{h}{3} = H\,x\,\frac{x}{2}\,d$$

Se sabe que D representa la unidad ó sea 1000, y generalmente puede suponerse $d = 1800$ en obras húmedas de ladrillo ó tezontle, 2000 en mampostería de piedra comun, y 2500 con rocas basálticas.

99.—*Muros de revestimiento*.—En un macizo de tierra (fig. 74) $a\,d\,f\,k$, el triángulo $a\,k\,f$ no ejercerá ninguna presion si $a\,f$ representa el talud natural de la tierra (p. 67) el triángulo $a\,d\,f$ será únicamente el que ejerza la presion; pero no se resentirá íntegramente, pues que la seccion $a\,d\,e$ por la fuerza de gravedad hácia g, contraresta una parte del esfuerzo hecho por el triángulo $a\,e\,f$, y el prisma de mayor empuje es el que tiene por base dicho triángulo $a\,e\,d$, siendo $e\,a$ la bisetriz del ángulo $d\,a\,f$ que corresponde al talud natural respecto de una línea vertical. Designándose por α el ángulo $d\,a\,e$ y por h la altura $d\,a$, se tendrá $e\,d = h$ tang. α; y representándose por T la densidad de la tierra, el peso (P) del prisma se derivará de la expresion

$$P = T,5\,h \times d\,e = T\,h^2\,\frac{\text{tang. }\alpha}{2}$$

P se descompone en dos fuerzas, una paralela y otra normal á $a\,e$.

La fuerza normal es $\frac{T\,h^2}{2}$ tang. α sen. α

y la fuerza paralela $\frac{T\,h^2}{2}$ tang. α cos. α

La primera es destruida por la resistencia del plano $a\,e$, y la otra obtiene todo su efecto.

La fuerza Q aplicada á m, se descompone tambien en otras dos, una normal y otra paralela á $a\,e$, siendo contraria esta última á $\frac{T\,h^2}{2}$ tang. α cos. α

La fuerza normal es Q cos. α

y la paralela $Q \text{ sen. } \alpha$

Tambien en este caso la resistencia del plano destruirá la fuerza normal, y solo debe neutralizarse la paralela.

A este fin deben ser iguales las dos fuerzas, y por consiguiente

$$Q \text{ sen. } \alpha = \frac{T\,h^2}{2} \text{ tang. } \alpha \text{ cos. } \alpha$$

de donde se deriva

$$Q = \frac{T\,h^2}{2} \text{ tang. } \alpha \frac{\text{cos. } \alpha}{\text{sen. } \alpha}$$

Advirtiéndose que $\frac{\text{cos. } \alpha}{\text{sen. } \alpha} = \frac{1}{\text{tang. } \alpha}$, resulta

$$Q = \frac{T\,h^2}{2}$$

Sea x el espesor del muro que el empuje de las tierras tiende á hacer girar sobre el punto q; el centro de gravedad del triángulo $a\,d\,e$, se encuentra á $\frac{2}{3}$ de $a\,d$, y $\frac{1}{3}$ de la base $d\,e$.

La superficie del rectángulo $a\,q\,c\,d = h\,x$: representándose por M su densidad, se tendrá su momento referido al punto q

$$M\,h\,x\,\frac{x}{2} = M\,h\,\frac{x^2}{2}$$

El momento de Q con relacion al mismo punto q es

$$Q\,\frac{2}{3}\,h$$

Para el equilibrio debe tenerse por consiguiente

$$Q\,\frac{2}{3}\,h = M\,h\,\frac{x^2}{2}$$

ó sea

$$Q = \frac{M\,h\,x^2\,3}{2\,h\,2} = \frac{3\,M\,x^2}{4}$$

De la ecuacion

$$\frac{3 M x^2}{4} = \frac{T h^2}{2}$$

Se deduce

$$x^2 = \frac{2 T h^2}{3 M} \qquad x = h \sqrt{\frac{2 T}{3 M}}$$

Determinado el valor de x por el cálculo diferencial, se llega á esta otra fórmula

$$x = h \text{ tang. } \frac{1}{2} z \sqrt{\frac{T}{3 M}},$$

siendo z un ángulo entre 35 y 40°: tang. $\frac{1}{2} z$ es pues inferior á 0,365: simplificada la última expresion, se convierte en

$$x = 0,4 h \sqrt{\frac{T}{3 M}}:$$

siendo poco diversas las densidades de la tierra y la mampostería, y suponiéndose por tanto $T = M$, se tendrá la fórmula de fácil aplicacion

$$x \; 0,4 h \sqrt{\frac{1}{3}} = ,232 h \qquad \text{A}$$

dándose el talud de 1 decímetro por metro á los muros de revestimiento, el espesor superior puede determinarse por la expresion

$$x = 0,2 h \qquad \text{B}$$

Deslizamiento del muro.—Las dimensiones necesarias para evitarle, dan resultados menores que los de las fórmulas precedentes, pudiendo por tanto dispensarse del cálculo relativo á aquel efecto. Ademas de que la práctica confirma los resultados del cómputo anterior, es óbvio el exceso de seguridad que prestan, pues se ha omitido un elemento considerable de resistencia, la adherencia del cimento que contribuye principalmente á evitar el desliz.

Modificaciones de construccion.—Mientras más húmedas estén las tierras detenidas por un muro es mayor el empuje que ejercen, pues prescindiendo del aumento en peso, tienen menos cohesion con la superficie ideal de su talud respectivo, y mas bien adquieren una especie de *untuosidad* que facilitaria el desliz si el muro no le impidiera: por esto se ha dado el nombre de *semi-fluidas* á las pastas de arcilla y mantillo cuando se hallan en aquel estado. Para evitar que lleguen á él se dejan en el macizo del muro varios huecos pequeños ó *barbacanas*, que se llenan sin inconveniente con piedras sueltas para oponerse á la salida de las tierras sin estorbar la de las aguas. Deben disponerse alternativamente en varias líneas horizontales, á diversas alturas como se indica en la figura 75.

La adicion de estribos que allí se nota coadyuva tan eficazmente á la estabilidad, que su volúmen puede restarse del que se compute para el muro, y si se ponen á cortas distancias de la pared principal, armarse ésta en la forma adovelada tosca que se designa en la figura 76.

La seguridad contra la rotacion se aumentará aun, si el interior del muro lleva los escalones marcados en la figura 77, porque así una parte de la accion de gravedad del prisma se hace servir para la solidez.

A la misma contribuye la inclinacion de las hiladas que la citada figura indica, pues en caso de rotacion, el macizo desagregado no podrá verificarla si no hay préviamente una ruptura por traccion en una ó mas hiladas.

100.—*Muros de piedra ó albarradas.*—Generalmente se construyen dando al espesor obtenido por la fórmula A ó mejor B del párrafo 99, ¼ mas; pero sin duda éste cómputo se refiere á piedras de mediano asiento que tengan contacto en diversos puntos, pues si son redondas no basta ciertamente aquel ligero exceso, y segun parece ni aun el de ½ puede reputarse bastante.

CAPITULO II.

PUENTES DE MAMPOSTERIA.

Los primeramente construidos fueron acaso los de maderas para salvar pequeñas corrientes, y tal vez en los de anchura muy exigua se comenzaron á emplear piedras avanzadas al estilo de los dinteles egipcios. Este sistema apenas puede servir para pequeñas aberturas y con excepcion de la China, los grandes monumentos en este género no datan sino de la invencion del arco, descubierto por los Romanos ó acaso por los Etruscos.

El Puente Salaro construido 2.400 años ha por Tarquino sobre el Teverone y restaurado por Justiniano, consta de varios arcos, cuyas aberturas van de 16 á 21^{m}. El Puente Molle levantado por Sila sobre el Tíber hace 1.900 años presentó ya aberturas de 23^{m}; mas las obras monumentales que los Romanos erigieron en las provincias conquistadas llegaron á tales dimensiones, que no fueron sobrepujadas sino á la creacion de los ferrocarriles: ellos construyeron el acueducto de Alcántará á 64^{m} sobre el cauce del Tajo, y el de Lisboa sobre el mismo rio á 68 ^{m} de altura con 26 de distancia entre los pilares.

De las construcciones anteriores al siglo actual solamente son comparables con las mencionadas los puentes chinos de Fo-cheu sobre el Min, que con 100 arcos salva una longitud de poco menos de 6000^{m} con aberturas de 39, y otros tantos de altura de intrados, y el de Fo-Kien cuyos piés derechos tienen

23ᵐ de altura y una distancia entre sí de poco mas de 24, constando de 300 arcos que forman una longitud de 8.800ᵐ, equivalente á mas de 2 leguas mexicanas.

101.—*Cómputo de la capacidad.*—En el párrafo 20 se halla la fórmula de Prony para estimar la cantidad de agua de una corriente, pero como al construir los pilares intermedios de un puente, ó aun solo los machones, si únicamente consta de un arco, se modifican las circunstancias del curso del agua, es necesario poder computar la corriente que afrontarán aquellas construcciones, para elegir el sistema mas adecuado.

Es sabida la modificacion en velocidad y cantidad que tiene una corriente de agua al salir por una abertura que se llama de *pared delgada* cuando se trata de dimensiones pequeñas, y que produce un efecto análogo, aun cuando las medidas sean grandes, si la relacion del espesor á la abertura difiere poco de 1.:1.

El coeficiente, sin embargo, es diverso, representándose por 0, 85 si los pilares no tienen tajamar, por 0, 95 cuando lo tiene triangular presentando un ángulo muy agudo á la corriente y por 0, 90 siendo circular el tajamar ó formando su base un triángulo equilátero. Estos datos no bastan, sin embargo, para hacer exactamente los diversos cálculos que deben compararse á fin de decidir la seccion de un proyecto.

En ellos debe evitarse que la corriente llegue á una velocidad capaz de corroer el fondo; que se produzca una cascada, cuyo efecto seria impedir la navegacion, ó formar un vórtice que prepara la corrosion de los cimientos, y por último que sobrevenga un remanso ó exceso de altura del agua tras el puente, cuyo resultado pudiera ser el menoscabo de los fondos limítrofes ó la apertura de una brecha entre los terraplenes y los machones.

Debe pues tratarse de que el puente tenga el menor número de arcos posible para disminuir así el de los pilares; mas á esta consideracion ponen cierto límite los costos, que son mayores mientras es mas grande la amplitud de un arco.

Si es conveniente dejar una vasta capacidad para impedir la formacion de los remansos, debe cuidarse por otra parte de que no llegue á tal extension que la corriente solo se dirija á algunos puntos formando ella misma dunas ó bancos que inutilicen la suma amplitud, habiendo hecho mas costosa la construccion: la suma de aberturas debe por tanto exceder poco las dimensiones de la corriente máxima.

La fórmula de Prony para derivar la velocidad es

$$V = 56,86 \sqrt{\frac{A\ I}{P'\ L}} - 0,072:$$

si para la misma cantidad de descarga se adopta otro perfil trasversal (A') cuyo perímetro sea P', se obtendrá otra velocidad=

$$V' = 56,86 \sqrt{\frac{A\ I}{P\ L}} - 0,072:$$

despreciando el término constante, 072 de influencia debilísima en este caso se tendrá

$$\frac{V}{V'} = \frac{56,86 \sqrt{\frac{A\ I}{P\ L}}}{56,86 \sqrt{\frac{A\ I}{P'\ L}}} = \frac{\sqrt{\frac{1}{P}}}{\sqrt{\frac{1}{P'}}} = \sqrt{\frac{P'}{P}}$$

Esto es, las cantidades estarán sensiblemente en razon inversa de las raices cuadradas de los perímetros mojados.

Teniéndose una superficie de descarga que dé una cantidad $Q = A\ V$, si se elige otra A' que haya de dar una cantidad igual con la velocidad

$v' = \sqrt{\frac{V}{P}}$, para que se tenga $A'\ V' = A\ V$ será necesario que sea

$$A' = A \sqrt{\frac{P'}{P}}$$

pues que $A' V' = A \sqrt{\frac{P'}{P}} \times \frac{V}{\sqrt{\frac{P'}{P}}} = A V$

Generalmente pueden asemejarse á una abertura rectangular las que forman el tránsito de una corriente; sepresentándose por h su altura y su anchura por l, se tendrá en el caso de un solo arco ó abertura

$$P = l + 2h$$

y en el caso de n aberturas y subsistiendo l

$$P = l + 2nh:$$

por consiguiente se llegará á la expresion

$$\frac{V}{V'} = \sqrt{\frac{P'}{P}} = \sqrt{\frac{l + 2nh}{l + 2h}} = \sqrt{\frac{\frac{l}{h} + 2n}{\frac{l}{h} + 2}}$$

102. *Teoría de los arcos.* — Se han examinado para establecerla los casos mas comunes de ruptura, habiéndose reconocido el modo con que ha obrado la gravedad y las causas que hicieron ineficaz la reaccion de los apoyos ó atraques.

Por lo comun la ruptura se decide abriéndose un arco en el medio por su intrados, en los riñones por el extrados, y en el pié de los machones y algunas veces en los arranques, por el interior: resultan, pues, cuatro segmentos cuya posicion puede analizarse suponiendo 4 barras rígidas apoyadas entre sí en los mismos puntos en que lo están aquellas cuatro secciones.

En la figura 78 las rectas ab, bc, $a'b'$, $b'c'$, representan las direcciones con que obran entre sí las cuatro secciones del arco dividido, y en los puntos G y g, de ellas puede suponerse concentrado el peso de las secciones respectivas.

Para desprenderse en los cálculos siguientes del factor de longitud, se supondrá $= 1^m$, porque es evidente que la ley del equilibrio será una misma aplicada á la seccion trasversal, cualquiera que sea la longitud de una bóveda.

Sean

$$a\,d = x \qquad e\,f = y \qquad b\,h = z$$
$$d\,e = x' \qquad f\,c = y' \qquad c\,i = z'$$

El peso de la seccion $a\,b = P$: el de $b\,c = Q$.

El peso P aplicado en G' y que aun podria referirse á h se descompone en dos fuerzas verticales, $P\frac{z}{x}$ aplicada en a, y la otra $P\frac{x-z}{x}$ aplicada á b: el peso Q, que á su vez puede suponerse aplicado en g ó aun en l, se descompone igualmente en dos fuerzas verticales, la que obra en $b = Q\frac{z'}{x'}$ y la otra ejerciendo su accion en $c = Q\frac{x'-z'}{x'}$.

Las secciones $a\,b'$ y $b'\,c'$ se encuentran en el mismo caso, y por tanto dan las mismas componentes respecto de los puntos a, b' y c'.

La total fuerza vertical que obra en a es por consiguiente $2\,P\frac{z}{x}$ que se descompone en dos fuerzas iguales, una de las cuales tiene la direccion $a\,b$, y la otra coincidiendo con $a\,b'$. Representando por C cada una de estas componentes se tiene

$$C : 2\,P\frac{z}{x} :: a\,b = \sqrt{x^2 + y^2} : 2\,y;$$

de donde se deduce

$$C = P\frac{z\sqrt{x^2 + y^2}}{x\,y}$$

A su vez puede descomponerse la fuerza C en la vertical y horizontal que obren sobre el punto b.

La vertical es igual á $P\frac{z}{x}$

La horizontal igual á

$$P\frac{z\sqrt{y^2+x^2}}{xy}\times\frac{x}{\sqrt{x^2+y^2}}=P\frac{z}{y}.$$

Examinando la seccion $b\,c$ se nota que obran sobre ella la fuerza horizontal $P\frac{z}{y}$ aplicada en el punto b, y las fuerzas verticales, Q, obrando en g, y en en el punto b, $P\frac{x-z}{x}$, y $P\frac{z}{x}$; por consiguiente, para que tenga estabilidad aquel macizo, debe contarse con que

$$Q\,z'+\left(P\frac{x-z}{x}+P\frac{z}{x}\right)x'-P\frac{z}{y}y'>0$$

y simplificando se tiene

$$Q\,z'+P\,x'-P\frac{z\,y'}{y}>0$$

Esta desigualdad subsistirá si respectivamente se suma y resta la cantidad $P\,z$ de los dos términos en su primer miembro, y resultará así:

$$Q\,z'+P\,(x'+z)-(P\,z+P\frac{z\,y'}{y})>0$$

$Q\,z'$ es el momento del macizo $b\,c$ referido al punto c; $P\,(x'+z)$ es el momento de la seccion $a\,b$ en relacion al mismo punto. Por consiguiente la suma de estas dos expresiones es igual al momento total $M\,A$ de la semi-bóveda referida al punto c, si se designa por A la distancia horizontal de este punto al que desciende del centro de gravedad de aquella, y si por M se significa su peso.

Reduciendo al mismo denominador el segundo término del primer miembro en la desigualdad precedente se obtiene

$$P\,z\frac{y+y'}{y}=P\,H\frac{z}{y}$$

pues que $y + y'$ representa la altura total de la bóveda $= H$.

La desigualdad será definitivamente:

$$MA - PH\frac{z}{y} = H\left(\frac{MA}{H} - P\frac{z}{y}\right) > 0$$

Cuando el término negativo sea mayor que el positivo sobrevendrá por consiguiente la ruptura; habrá equilibrio cuando ambos sean iguales, y se obtendrá una estabilidad tanto mayor cuanto mas pequeño sea $P\frac{z}{y}$ respecto de $\frac{MA}{H}$.

El término $\frac{MA}{H}$ es constante, y solo es variable $P\frac{z}{y}$, por lo mismo es evidente que la ruptrua se verificará en el punto para el cual sea un máximo $P\frac{z}{y}$: lo primero, pues, que debe hacerse para estar seguro de la estabilidad de una bóveda, es determinar la posicion de la juntura que dé el valor máximo de $P\frac{z}{y}$.

En esta investigacion solo ha de tratarse de la seccion superior de la arquivolta, advirtiendo que únicamente deben calcularse los valores correspondientes á las junturas inmediatas al punto en que la ruptura es mas frecuente, y por lo comun se halla á cerca de 30° de la vertical contados desde el centro del arco.

Si resultara un valor muy grande de $P\frac{z}{y}$, de modo que no pudiera satisfacerse la desigualdad expresada, se aumentaria la anchura de los machones para obtener un valor mayor de MA.

Todo lo expuesto se aplica tanto á los arcos carpaneles como á los de medio punto, y en todo se ha supuesto que la bóveda soportará únicamente su propio peso; mas ordinariamente tiene un macizo de mampostería, que pasando sobre la cla-

te, forma una superficie horizontal entre los machones, y ademas suele haber alguna sobre-carga accidental ó permanente.

En estos diversos casos los pesos P, Q y M no solo comprenderán la bóveda propiamente dicha, sino tambien los macizos de relléno y la sobre-carga accidental.

Formando en gran escala el bosquejo que sirva para determinar el punto de ruptura, podrán marcarse allí mas fácilmente los centros de gravedad, calcularse las superficies, y por consiguiente los pesos de las diversas partes de la bóveda que se examine.

Deslizamiento de los piés derechos.—Este constituye el segundo caso de ruptura, que se verifica cuando la fuerza horizontal $P\frac{z}{y}$ obliga al machon á correr sobre su base; esto no sucederá cuando se tenga

$$MK > P\frac{z}{y}$$

representando K el coeficiente de rozamiento =, 76 en los casos comunes =, 57 sobre terreno natural arenisco y = ,30 sobre fondo arcilloso sujeto á la humedad.

Caida de los piés derechos hácia adentro.—Este tercer caso que es muy raro, sobreviene cuando se carga con desigualdad un arco, pues se abre entonces por el interior cerca del punto de ruptura: y por el exterior en la clave y cerca de la imposta, como indica la figura 79.

Las condiciones de equilibrio se establecen como en el primer caso, tomando por ejes de rotacion los puntos a, b, c, cuya posicion resulta invertida: por consiguiente habrá estabilidad si

$$H\left(P\frac{z}{y}-\frac{MA}{H}\right)>0, \text{ esto es } P\frac{z}{y}>\frac{MA}{H}.$$

103.—*Espesor de clave.*—Para todos los cálculos anteriores ha debido suponerse un espesor á la clave que decide el del

resto de la bóveda: para ello se cuenta con diversas fórmulas empíricas á que ha conducido la observacion de los puentes existentes.

Segun Perronet, para este espesor designado por e y significándose por R el radio del arco á que pertenece la clave, debe tenerse

$$e = \frac{10\,R + 46{,}777}{144} = 0{,}0694\,R + 0{,}325,$$

resultando por esta fórmula para los grandes radios un espesor mucho mayor del que presentan varios puentes que ninguna lesion han recibido. Dejardin ha hecho nuevas observaciones y cómputos, en virtud de los cuales ha designado para los arcos de medio punto

$$e = ,10\,R + 0^m,30;$$

para los arcos ezcarzanos de 60°, 50° y 40° de amplitud respectivamente

$$e = ,05\,R + 0^m.30$$
$$e = ,035\,R + 0^m,30$$
$$e = ,02\,R + 0^m,30$$

Para un arco carpanel rebajado al tercio, y siendo R el radio de curvatura en el vértice del intrados;

$$e = ,07\,R + 0^m,30.$$

En fin, representándose por e la altura constante de la proyeccion vertical de las junturas en las bóvedas ogivales ha establecido

$$e = ,05\,R + 0^m,30$$

Un exceso en el espesor de la clave aumenta evidentemente la seguridad de un arco, pero tambien aumenta su empuje por el mayor peso y exige mayor costo, tanto en el arco mismo, como en los piés derechos que requerirán mas solidez. Se limita, pues, aquel espesor á la medida que asegure su estabilidad, pero las dovelas inferiores pueden ser mas largas sin

aquellos inconvenientes, creciendo la estabilidad como los planos de juntura.

Para este objeto propone Mr. Dejardin un método gráfico extremamente fácil, reducido á dar por espesor á las dovelas, la hipotenusa que resulta prolongando el radio desde su contacto con el intrados hasta que el cateto vertical apoyado sobre la horizontal que pase por el mismo punto de intrados sea igual al espesor de clave. (fig. 80.)

Elegido ó tomado el ángulo correspondiente á cada juntura, puede la longitud de esta determinarse trigonométricamente, pero Mr. Dejardin juzga bastante la siguiente operacion gráfica. Sobre el radio $O\,A$ tómese verticalmente la longitud $O\,K$ igual al espesor de clave, y por K tírese la paralela $K\,J$. Las junturas $M\,A$, L, L'.... son iguales á la parte de los radios respectivos comprendida entre $K\,I$ y $O\,A$.

Continuándose indefinidamente este procedimiento, resultaría infinita la juntura de imposta; así es que se termina á 60º de la vertical, donde el espesor es sobrado para que la curva de las presiones no se acerce al extrados. Del punto A al exterior del pié derecho F, ó se tiende una recta, ó se termina con redientes ó escalones, segun se vé en la fig. 81.

Tendiéndose una regla del centro á cualquier punto de intrados, puede tomarse la parte del rádio comprendida entre $K\,J$ y $O\,A$, y pasarse del intrados hácia afuera en la direccion del rádio: obtenidos así varios puntos del extrados, puede tenderse su curva.

Espesor de los machones.—Para el equilibrio matemático debe tenerse

$$Q\,H = (P + P')\,(A + E) + d\,E\,h \times \frac{E}{2}$$

representando E el espesor de los machones

P peso de la semi-bóveda

P' peso del relleno sobre la imposta

h altura de los machones desde el cimiento hasta la imposta.

d densidad de la mampostería de los machones.

Q empuje horizontal.

H brazo de palanca de la fuerza Q referida á la arista de rotacion del pié derecho.

A distancia horizontal del centro de gravedad en el macizo $P + P'$ á la arista interior del pié derecho.

Aplicando como coeficiente de estabilidad 1,5 resulta

$$\frac{3}{2} Q H = (P + P')(A + E) + d E h \times \frac{E}{2}$$

de donde se deriva para el espesor práctico de los machones.

$$E = \frac{P + P'}{d h} + \sqrt{\frac{(P + P')^2}{d h} + \frac{3 Q H}{d h} - \frac{2 (P + P') A}{d h}}$$

El valor de Q es para los arcos de cualquier forma, designando por r el radio de curvatura en el vértice, y para el espesor de clave, e, se obtendrá así

$$Q = \frac{d}{2} (2 e r + e^2).$$

Verificacion del espesor de clave.—Empleando la notacion de los párrafos anteriores y expresando por R el coeficiente de resistencia á la compresion (pár. 90), se resolverá la siguiente expresion para saber si es de temerse la destruccion de la clave

$$R e > \frac{d}{2} (2 e r + e^2);$$

ó bien

$$\frac{2 R}{d} > 2 r + e.$$

Esta fórmula ha servido para determinar el máximo de amplitud de los arcos y altura de los machones construidos con diversos materiales, habiendo obtenido Mr. Dejardin los siguientes resultados.

Mampostería de piedras brutas $2r = 4^m\ 50\ h = 5^m\ 60$

desbastadas $2r = 8^m\ 00\ h = 9^m\ 80$

rostreadas $2r = 19^m\ 00\ h = 22^m\ 80$

comunes talladas $2r = 28^m\ 00\ h = 33^m\ 40$

de talla acabadas $2r = 46^m\ 00\ h = 54^m\ 70$

Las dimensiones expresadas por estos números pueden tenerse como sobradamente seguras, porque al menos respecto de las relativas á la abertura de los arcos, los hay construidos de medidas mayores.

El gobierno de Hanover ha prescrito á los ingenieros constructores de ferrocarriles en aquel reino las fórmulas que deben llenar para la conctrucción de puentes, se han adaptado á la notacion anterior, añadiéndose E' para el espesor de los pilares intermedios, d para indicar la distancia entre los apoyos, y f para la flecha ó distancia vertical del plano de las impostas al vértice del intrados.

Para una bóveda de ladrillos

$$e = \frac{3}{4}\,(,292) + \frac{1}{48}\,\frac{d^2}{f};$$

Para un arco de piedra

$$e = \frac{3}{4}\,(,292) + \frac{1}{96}\,\frac{d^2}{f};$$

El espesor de los machones de atraque está designado por

$$E = ,292 + \frac{1}{6}\,h + \frac{a\,b}{8}\left(\frac{3d - f}{d + f}\right)$$

Por último el espesor de los pilares por

$$E' = ,292 + 2\,e$$

104.—Mientras se trate de puentes cuya abertura no sea de extrema magnitud pueden dispensarse todos los cómputos indicados, sirviéndose de las tablas calculadas por Dejardin que ofrecen los diversos elementos de construccion para casi todos los casos qne se presenten.

BOVEDAS DE MEDIO PUNTO.

	Espesor.		Escalones		Volumen de la semi-bóveda.	
Rad. de intrad.	De clave	En las impostas	Altura.	Anchura	Hasta la junt. á 60º	Hasta la impósta.
m	m	m	m	m	m cub	m cub
1	0,40	0,45	0,900	,,	0,665	1,007
2	0,50	0,75	0,750	0,076	1,534	2,606
3	0,60	1,05	0,700	0,137	2,682	4,723
4	0,70	1,35	0,675	0,168	4,112	7,373
5	0,80	1,65	0,660	0,187	5,822	10,558
6	0,90	1,95	0,650	0,199	7,813	14,279
7	1,00	2,25	0,643	0,208	10,085	18,537
8	1,10	2,55	0,636	0,215	12,637	23,332
9	1,20	2,85	0,633	0,220	15,470	28,663
10	1,30	3,15	0,630	0,224	18,584	34,532
11	1,40	3,45	0,627	0,227	21,979	40,037
12	1,50	3,75	0,625	0,230	25,654	47,880
13	1,60	4,05	0,623	0,232	29,610	55,359
14	1,70	4,35	0,621	0,234	33,846	63,376
15	1,80	4,65	0,620	0,236	38,364	71,930
16	1,90	4,95	0,619	0,238	43,162	81,020
17	2,00	5,25	0,618	0,239	48,241	90,648
18	2,10	5,55	0,617	0,240	53,600	100,813
19	2,20	5,85	0,616	0,241	59,240	111,515
20	2,30	6,15	0,615	0,242	65,161	122,754

BOVEDAS DE MEDIO PUNTO.

Espesor uniforme de los machones para una altura de											
Rad de intr.	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m	9m	10m	infinit.
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1	0,70	0,95	1,03	1,07	1,10	1,12	1,13	1,14	1,14	1,15	1,20
2	0,95	1,30	1,45	1,54	1,59	1,62	1,66	1,60	1,70	1,71	1,83
3	1,04	1,53	1,77	1,92	2,01	2,07	2,12	2,16	2,19	2,21	2,44
4	1,08	1,70	2,03	2,24	2,37	2,47	2,54	2,60	2,64	2,68	3,02
5	1,11	1,82	2,23	2,51	2,70	2,83	2,92	3,00	3,06	3,11	3,60
6	1,13	1,92	2,42	2,75	2,98	3,15	3,28	3,37	3,45	3,52	4,17
7	1,14	2,00	2,57	2,96	3,24	3,44	3,63	3,72	3,82	3,91	4,74
8	1,15	2,06	2,71	3,14	3,47	3,71	3,90	4,05	4,17	4,27	5,31
9	1,16	2,10	2,80	3,30	3,67	3,96	4,18	4,35	4,50	4,62	5,88
10	1,16	2,15	2,88	3,44	3,86	4,18	4,43	4,64	4,81	4,94	6,44
11	1,17	2,17	2,96	3,56	4,02	4,48	4,67	4,90	5,09	5,25	7,01
12	1,17	2,19	3,02	3,67	4,17	4,57	4,80	5,15	5,37	5,55	7,57
13	1,17	2,21	3,08	3,76	4,31	4,74	5,04	5,38	5,62	5,83	8,14
14	1,17	2,23	3,12	3,85	4,43	4,90	5,28	5,60	5,87	6,09	8,70
15	1,17	2,25	3,16	3,92	4,54	5,04	5,46	5,80	6,09	6,34	9,27
16	1,17	2,26	3,20	3,99	4,64	5,17	5,62	5,99	6,31	6,58	9,83
17	1,18	2,27	3,23	4,04	4,72	5,29	5,77	6,17	6,51	6,80	10,39
18	1,18	2,28	3,26	4,10	4,81	5,40	5,91	6,34	6,70	7,02	10,95
19	1,18	2,28	3,28	4,14	4,88	5,51	6,04	6,49	6,88	7,22	11,52
20	1,18	2,29	3,30	4,18	4,95	5,60	6,16	6,64	7,05	7,51	12,08

ARCOS DE 60°

	Espesor.				Volumen de la semi-bóveda.	
Rad. de intr.	En la clave.	En los salmeres	al nivel de las impostas	alt. de mampos. sobre las impostas	Arquivolta.	Macizo del riñon.
m	m	m	m	m	m c b	m c b
2	0,40	0,462	0,73	0,10	0,486	0,824
4	0,50	0,577	1,00	1,00	1,171	2,026
6	0,60	0,693	1,50	1,20	2,081	3,674
8	0,70	0,808	2,00	1,40	3,218	5,735
10	0,80	0,924	2,50	1,60	4,579	8,210
12	0,90	1,039	3,00	1,80	6,166	11,099
14	1,00	1,155	3,50	2,00	7,979	14,402
16	1,10	1,270	4,00	2,20	10,017	18,119
18	1,20	1,386	3,00	3,60	12,281	22,249
20	1,30	1,501	3,33	3,90	14,770	26,744
22	1,40	1,617	3,67	4,20	17,484	31,753
24	1,50	1,732	4,00	4,50	20,455	37,126
26	1,60	1,848	4,33	4,80	23,590	42,812
28	1,70	1,963	4,67	5,10	26,981	49,113
30	1,80	2,079	5,00	5,40	30,598	55,727
32	1,90	2,194	5,33	5,70	34,440	62,756
34	2,00	2,309	5,67	6,00	38,508	70,198
36	2,10	2,425	6,00	6,30	42,801	78,055
38	2,20	2,540	6,33	6,60	47,320	86,325
40	2,30	2,656	6,67	6,90	52,063	95,010

Esta tabla es aplicable á las bóvedas elípticas ó carpaneles,

ARCOS DE 60°

ESPESOR UNIFORME DE LOS MACHONES PARA UNA ALTURA DE

Rad. de intr.	2m	4m	6m	8m	10m	infinita
m	m	m	m	m	m	m
2	1,43	1,52	1,56	1,57	1,58	1,62
4	2,07	2,28	2,36	2,40	2,42	2,52
6	2,57	2,94	3,08	3,15	3,19	3,37
8	2,99	3,53	3,74	3,84	3,91	4,19
10	3,35	4,07	4,36	4,51	4.60	5,00
12	3,65	4,57	4,95	5,15	5,27	5,80
14	3,91	5,04	5,50	5,76	5,81	6,50
16	4,14	5,46	6,03	6,34	6,54	7,39
18	4,33	5,86	6,54	6,91	7,15	8,18
20	4,50	6,23	7,01	7,45	7,73	8,27
22	4,64	6,57	7,47	7,98	8,30	9,76
24	4,77	6,89	7,90	8,49	8,86	10,55
26	4,88	7,18	8,32	8,97	9,40	11,34
28	4,98	7,46	8,71	9,44	9,92	12,13
30	5,07	7,71	9,08	98,95	10,43	12,92
32	5,14	7,95	9,44	10,33	10,92	13,70
34	5,21	8,17	9,76	10,75	11,40	14,49
36	5,27	8,39	10,10	11,16	11,86	15,28
38	5,32	8,56	10,41	11,55	12,32	16,06
40	5,37	8,74	10,70	11,93	12,76	16,85

cuyo arco medio sea igual á uno de los comprendidos arriba.

105.—*Trazo de los arcos.—Medio punto.*—Este es el mas simple supuesto que el rádio es $r = \frac{1}{2} d$.

Arco escarzano.—Designándose por f la flecha y por α la amplitud del semi-arco de intrados, esto es el ángulo que forman con la vertical los salmeres de arranque, se tendrá

$$r = \frac{1}{2}\left(\frac{,25\, d^2}{f} + f\right) \quad \text{ó bien} \quad r = \frac{,25\, d^2 + f^2}{2f}$$

$$\text{sen}\, \alpha = \frac{1}{2}\frac{d}{r}$$

Los puentes construidos dan por límites de 2 α, 30° hasta algo mas de 90°; en el primer caso f es $\frac{1}{13} d$, en el segundo cerca de $\frac{1}{5} d$. En las construcciones recientes el ángulo total varia entre 50° y 70°, pero las bóvedas que parecen mas adaptables son las de 60°, y en este caso resultará

$$r = d \qquad f = \left(1 - \frac{\sqrt{3}}{2}\right) = r \times ,134$$

Arco carpanel.—Los puentes escarzanos son acaso los de construccion mas apropiada, por la mayor capacidad que dejan á la corriente de agua, y porque el espesor de su clave no excede generalmente la de un arco *carpanel.* Esta observacion no debe dispensar sin embargo, del conocimiento del trazo correspondiente á esta última especie, por lo que se pasa á tratar de tal objeto.

Trazo elíptico.—El intrados que de él resulta limitará la descarga de una gran avenida mas que la curva descrita con diversos centros de que luego se hablará, pero en compensacion ofrece una forma mas resistente por la distribucion mas oportuna de la presion.

Si se recuerda que los rádios vectores tirados de la extremidad del eje menor son iguales, y ademas lo es cada uno de ellos, al semi-eje mayor, podrán fijarse sin dificultad los focos de la elipse, y por su medio describirse la curva con una cadeneta ligera ó un cordel que haya perdido su elasticidad. La

semi-abertura (fig. 81 bis) A O, es conocida, así como la flecha O B; tirando desde B como centro una línea F B, = F B= A O, cortará la recta A A' en F y F', focos de la elipse, que desde ellos se trazará con la suma de las longitudes F' B y F B, la cual es =A A'.

Mayor seguridad ofrece el método que se empleó para el puente de Nuestra Señora de Paris, y consiste en el uso de una regla delgada en vez de cordel, en la cual se marque de O á G una distancia igual al semi-eje mayor, ó media abertura, y de G á E elsemi-eje menor ó flecha dada. Haciéndose mover la regla de suerte que el punto C se halle siempre sobre O K, y la señal E sobre A A', la semi-elipse resultará designada por el movimiento del punto G. En efecto, si de cualquier punto se tiran G H paralela á C B y C H paralela á A A' se obtendrá recordando la notacion de la Geometría analítica

$$\frac{GP}{GH}=\frac{GE}{GC} \text{ esto es, } \frac{y}{\sqrt{a^2-x^2}}=\frac{b}{a};$$

De donde se deduce la ecuacion de la elipse

$$y=\frac{b}{a}\sqrt{a^2-x^2}.$$

Debe advertirse que lo mas comun es proceder al trazo de un arco carpanel por la diversa combinacion de los circulares.

Se emplean al efecto diversos centros, siendo mayor su número mientras mas pequeña es la relacion de la flecha á la distancia de los apoyos. Cuando f se acerca á $\frac{1}{3}$ d, las curvas de 3 centros ofrecen prominencias desagradables á la vista; por consiguiente, teniéndose f =,36 d, se emplearán 5 centros; si fuere, 30 d se usarán 7, y en el caso de f =,25 d, serán necesarios 9 centros.

Para que el arco resulte gradual y bien continuado, y que la curva de presion corte normalmente las junturas, es necesario que los centros de 2 arcos se encuentren sobre el mismo rádio que pase por el punto de contacto, y que los rádios que toquen estos puntos, formen ángulos iguales entre sí, é iguales

tambien al cuociente de 180° por el número de arcos que deban componer la curva: si la bóveda ha de tener 3, 5, 7 centros, &c, los diversos rádios formarán entre sí ángulos de 60°, 36°, 25°, 7 &c., y los rádios deben ser iguales á los de la elipse, cuyos ejes correspondan á las dimensiones del arco *carpanel.*

Arco de tres centros.—(Fig. 82). Sobre *a á* como diámetro, descríbase una semi-circunferencia dividida en tres partes iguales con el rádio mismo, y se obtendrán los puntos *e é;* tírense las cuerdas *a e, e f, f é', é' á'* y márquese en *c f* el punto *d* en que terminará la flecha dada. Desde él tírese *d h* paralela á *e f,* y tambien *d h'* paralela á *f é'.* De los puntos de interseccion con las cuerdas, *h, h,'* tírense líneas paralelas á *e c, e' c* respectivamente, y se tendrá la interseccion *i* centro del arco medio y los dos centros *k k'* para los arcos laterales. No es necesario demostrar que así se han llenado las condiciones mencionadas del trazo.

Este procedimiento geométrico puede fácilmente sustituirse por cálculos trigonométricos.

Curva de cinco centros.—Exigiendo cálculos muy complicados el cómputo de sus rádios, Mr. Lerouge ha redactado la tabla que dá los diversos rádios que forman ángulos iguales como se ha dicho, y siguen una progresion aritmética. En la tabla que se pone en la página 220, la abertura está tomada por unidad, y se verá tambien la altura reducida para obtener la capacidad de descarga circunscrita por la curva.

Arco de 3 centros.				Arco de 5 centros.			
Flecha.	1er rád.	Difer. de los rád. sucesivos.	Altura reducida	Flecha.	1er rád.	Difer. de los rád. sucesivos.	Altura reducida
0,380	0,336	0,327	0,303	0,350	0,245	0,228	0,274
0,390	0,350	0,301	0,310	0,360	0,262	0,213	0,282
0,400	0,363	0,273	0,318	0,370	0,279	0,198	0,290
0,410	0,377	0,246	0,326	0,380	0,296	0,183	0,298
0.420	0,391	0,219	0,334	0,390	0,313	0,167	0,306
0,430	0,404	0,191	0,341	0,400	0,330	0,152	0,315
0,440	0,418	0,164	0,349	0,410	0,347	0,137	0,323
0,450	0,432	0,137	0,356	0,420	0,364	0,122	0,330
0,460	0,445	0,109	0,364	0,430	0,381	0,107	0,338
0,470	0,459	0,082	0,371	0,440	0,398	0,091	0,346
0,480	0,473	0,055	0,378	0,450	0,416	0,077	0,354
0,490	0,486	0,027	0,386	0,460	0,432	0,061	0,362
0,500	0,500	0,000	0,393	0,470	0,449	0,046	0,370
				0,480	0,466	0,030	0,377
				0,490	0,483	0,015	0,385
				0,500	0,500	0,000	0,393

Arco de 7 centros.				Arco de 9 centros.			
Flecha.	1er rád.	Difer. de los rád. sucesivos.	Altura reducida	Flecha.	1er rád.	Difer. de los rád. sucesivos.	Altura reducida
0,330	0,183	0,181	0,256	0,320	0,148	0,148	0,246
0,340	0,202	0,171	0,264	0,330	0,167	0,140	0,255
0,350	0,221	0,160	0,272	0,340	0,187	0,132	0,263
0,360	0,239	0,149	0,281	0,350	0,206	0,123	0,272
0,370	0,258	0,139	0,289	0,360	0,226	0,115	0,280
0,380	0,276	0,128	0,297	0,370	0,245	0,107	0,288
0,390	0,295	0,117	0,305	0,380	0,265	0,099	0,297
0,400	0,314	0,107	0,313	0,390	0,285	0,091	0,305
0,410	0,332	0,096	0,322	0,400	0,304	0,082	0,313
0,420	0,351	0,085	0,330	0,410	0,324	0,074	0,321
0,430	0,370	0,075	0,338	0,420	0,343	0,066	0,329
0,440	0,388	0,064	0,346	0,430	0,363	0,058	0,337
0,450	0,407	0,053	0,354	0,440	0,383	0,049	0,345
0,460	0,425	0,043	0,361	0,450	0,402	0,041	0,353
0,470	0,444	0,032	0,369	0,460	0,422	0,033	0,361
0,480	0,463	0,021	0,377	0,470	0,441	0,025	0,369
0,490	0,481	0,011	0,385	0,480	0,461	0,016	0,377
0,500	0,500	0,000	0,393	0,490	0,480	0,008	0,385

Curva de 11 *centros.*—Esta especie se empleó en el puente de Neuilly, procediéndose del modo indicado en la figura 83.

Se toma un punto k que se supone primer centro, y se divide $f\,k$, de suerte $k\,j = \frac{j\,i}{2} = \frac{i\,h}{3} = \frac{h\,g}{4} = \frac{g\,f}{5}$ Hecho esto, se describe $f\,a = 3\,f\,k$, y se divide $f\,a$ en cinco partes iguales en los puntos e, d, c, b, se tiran las líneas $e\,k$, $d\,j$, $c\,i$, $b\,h$, y $a\,g$. Sirviendo respectivamente de centros las intersecciones k, r, o, m, n, a, se trazará la curva que pasará cerca del vértice q, pues seria muy casual que la primer posicion de los centros resultase exacta. No siendo así el valor x de $f\,k$, se obtendrá por la fórmula

$$x = \frac{m\,(5\,d - f)}{4\,m - s}$$

en la cual indicándose por d la distancia entre los machones ó pilares, y por f la flecha como en las fórmulas anteriores, se expresa ademas por m el valor qne se habia tomado de $f\,k$, y por s el desarrollo de la línea cortada $a\,n\,m\,o\,r\,k$ que ha resultado por la primer hipótesis.

Arco peraltado.—Para las descargas cortas de agua se prefiere esta forma por su solidez, haciéndose su trazo como se vé en la figura 84. No es indispensable que sea de 30° el ángulo sobre las impostas de las líneas cuya interseccion dá el centro del arco medio, pero no debe diferir notablemente si se quieren evitar jarretes en él intrados. Cuando la abertura y la flecha deban tener dimensiones dadas, se trazará la curva por las fórmulas de la elipse, pues que la abertura representa el eje menor y la flecha ½ del mayor.

106.—*Cimientos.*—Siendo tan diversa la calidad de los fondos que presenta una corriente de agua, y haciéndose preciso luchar contra ella ó al menos contra incesantes infiltraciones al trabajar bajo su nivel, no es extraño que se considere la extructura del cimiento como una de las operaciones mas difíciles en la ereccion de un puente.

Primeramente debe distinguirse si el terreno es incompresible é incorrosible, en el cual caso se encuentran los cauces abiertos en la roca; ó incompresible como un lecho de arena pero espuesto á una fácil corrosion; ó por último, si ademas de presentar este último defecto tiene tambien el de ceder á la presion, lo cual se verifica en los terrenos de arcilla pura ó de naturaleza *turbosa*.

El primer caso ofrecerá dificultades por tener que libertar del agua el espacio en que habrá de levantarse el pilar ó machon, pero por lo demas, la construccion es sencilla, pues se reducirá á dar horizontalidad á la superficie de la roca con los instrumentos comunes de cantería, ó si la forma natural no permitiera hacer económicamente aquella operacion, se procederia formando escalones para que la roca recibiese la presion perpendicularmente.

Si por ser el fondo de arena estuviese expuesto á la corrosion, que aumentará considerablemente por la formacion de los machones y pilares, es necesario que el cimiento descienda hasta una hondura á donde no puedan llegar los vórtices ó remolinos del agua. Pero como esto es difícil porque á una hondura que se acerque á 2^m es imposible luchar contra el agua empleando los procedimientos comunes, se prefiere formar una estacada introduciendo pilotes á fuerza de golpes, que representen una presion mayor de la que habrán de soportar despues las piezas.

Cuando el cauce es compresible y por consiguiente de fácil erosion, solo queda el recurso de formar artificialmente un fondo sólido que trasmita la presion á una gran superficie.

Será pues necesario describir separadamente los diversos procedimientos que acaban de indicarse.

Pilotes,—Son unas piezas de madera, cuya seccion trasversal es por lo comun circular ó de una figura que se aproxime á ella, y á los cuales se dá de longitud 20 ó 24 veces su diámetro. Este varía segun sea la facilidad que se tenga para adquirir la madera, y la potencia del ariete que ha de emplear.

se, mas en general es de 20 centímetros aproximadamente: y se arman con un círculo de fierro en la parte superior para que no se hiendan al golpe del ariete, y se calzan en la otra extremidad con una pieza de fierro para hacer menos difícil su introduccion. Se colocarán á mayor ó menor distancia segun la presion que hayan de resistir, variando de 80 á 120 centímetros, la que medie entre los ejes, y se clavan alternados en 2 líneas contiguas, poniéndose estas paralelas. El golpeo considerable y contínuo, necesario para hundirlos, desagrega una gran parte del terreno superior, que debe extraerse, llenándose los huecos con piedras solas ó empastadas con beton ó cimento hidráulico. Estos materiales deben ser fuertemente comprimidos para que todo el sistema resulte mas sólido y se obtenga mayor friccion, que impida el descenso ulterior de los pilotes. Antes de concluir este amacizamiento se asierran las cabezas de modo que presenten igual nivel todas las extremidades, y sobre ellas se arma un emparrillado de madera en dos capas cruzadas en ángulo recto, sobre el cual se lleva la construccion. Resulta en este sistema que aunque la madera se conserva dentro del agua indefinidamente, no sufriendo la accion del aire, una superficie tersa como la del emparrillado, favorece el desliz y es incapaz de alguna cohesion con la mampostería superior. Por esto algunos ingenieros prefieren sustituirle el beton que resulta bien asido entre las cabezas de los pilotes, y emplean inmediatamente encima una hilera de grandes piedras talladas que repartan la presion.

Martinete.—La considerable resistencia que oponen los pilotes, exige un aparato especial para golpear con un mazo ó ariete de gran peso, habiendo dos instrumentos para esta operacion. Los franceses llaman al primero *Sonnette á tiraudes*, y al segundo *Sonnette á dèclics*, especificacion que puede designarse con los nombres de *martinete comun* y *de escape.*

El martinete comun se emplea cuando no debe exceder la altura de caida de 1^m, 3 (fig. 85); se mueve por varios hombres tirando cada uno de las diversas cuerdas que todas se unen al

cable principal: cuando el número de trabajadores se acerca á 20, en el cual caso el tiro de los unos disminuiria en parte el de los otros, se interpone una gran argolla donde por un lado se ata el cable y por otro las cuerdas de los trabajadores. Teniéndose las dos especies de martinetes debe comenzarse por el comun, en que la altura de caida es arbitraria, por lo que puede emplearse para empezar gradualmente, hasta que el piloto llegue á tal profundidad que no sea ya timible una desviacion lateral.

Martinete de escape.—La fig. 86 manifiesta el mecanismo, que abriendo la pinsa que detiene el ariete, permite su caida descendiendo luego el cable para asir el ariete de su anillo terminal: el cable pasa por una polea y se enrosca en un cabrestante movido por hombres ó por bestias. La maniobra es mas tardía con este aparato por la necesidad de bajar el cable y prender el ariete, de suerte que para igual número de golpes trascurre doble ó triple tiempo del que consume un martinete comun: y sin embargo, en los terrenos resistentes el uso de aquel es mas económico por la intensidad de su accion.

Al hablarse de la resistencia de los materiales se ha visto que los pilotes podian cargar mas de 35 kilógramos por centímetro cuadrado: segun Regnault puede llegarse hasta 50, lo que equivale á un hundimiento de poco menos de ,0025 por cada 30 golpes con un ariete de 500 á 600 kilógramos. Para los pilotes de armaduras de cimbras basta que no se llegue á un hundimiento de ,025 por andanada de 30 golpes. Se pueden enterrar los pilotes aunque estén debajo del agua, si se emplea una pieza suplementaria terminada por un aro de fiero que circunde la parte superior del pilote, interponiéndose una placa de aquel metal para que no se estropeen las cabezas de ambas piezas.

Por lo demas si se desea calcular la altura desde la cual deba caer el ariete para producir una presion determinada, deberá notarse que representándose por F la frotacion ó rozamiento del pilote, siendo a el hundimiento que se obtiene en

virtud de la potencia compuesta del peso del ariete $= P$ y la altura de caida $= H$ resultarán las fórmulas

$$F\,a = P\,H \qquad F = \frac{P\,H}{a}$$

por consiguiente

$$H = \frac{F\,a}{P}$$

Así es que suponiendo 50^k por centímetro cuadrado y una area de 400 ^{ctm} á la seccion de un pilote, tomando por a 1^{ctm} y por P 200^k, la altura de caida deberá ser

$$H = \frac{30000 \times ,\ 10}{200} = 1{,}5$$

Aserradas las cabezas de los pilotes para obtener un plano horizontal, y puesto el emparrillado si hubiere de emplearse, se procede á la formacion del machon ó pilar libertándose del agua por medio de presas ó azudes que se arman en la corriente del agua, la cual se saca despues del espacio limitado por la presa con una rosca de Arquímedes, con una noria ó una bomba.

La armadura de las azudes puede disponerse de diversos modos, segun el espesor de la corriente y los materiales que ofrezcan las cercanías de la obra. Una capa de agua cuya altura no llegue á 1 metro puede detenerse con paredes de céspedes, si este se corta en terreno arcilloso y está bien enraizado. Cuando la corriente tuviere gran velocidad, aun en el caso de poca hondura de agua, será oportuno fijar previamente una estacada que ocupe lo que habrá de ser el medio de la pared de céspedes, y ya para la altura de 1^m de agua será necesario ademas entrelazar la estacada con varas hasta formar un zarzo ó una especie de gran gabion contra cuya circunferencia pueden apoyarse los céspedes con mas seguridad.

En las honduras de agua que se aproximen á 2^m, seria insuficiente el uso de los céspedes con estacada, y ya entonces

es mejor emplear una armadura de madera como se indica en la figura 87. Las piezas verticales se hacen enclavar en el suelo á bastante profundidad, para cortar las infiltraciones exteriores, y para dar seguridad al pié, empleándose por la parte superior cualquier sistema que se oponga á la presion del agua contra las paredes de la azud sin estorbar considerablemente los trabajos de construccion.

Extraida el agua, y puesto el emparrillado si debiere haberlo, se arma la mampostería en los términos comunes procurándose emplear piedras de la mayor dimension posible en la parte de la obra que quedará en adelante expuesta á la erosion de la corriente. Cuando el pilar se hallare fuera de la superficie del agua es sencillo el resto de su construccion y se puede por tanto desarmar la azud, defendiendo la base de la obra por un hacinamiento de grandes piedras sueltas, que se echan en todo el rededor, como se vé en la fig. 88.

Cofres ó cajones.—A veces es tan rápida la corriente y tal la hondura á que debiera trabajarse que no bastaria ocurrir á los métodos que acaban de describirse. Suele emplearse entonces la construccion por cofre, para la cual debe comenzarse por fabricar una especie de *chalan* ó barca chata cuya capacidad exceda las dimensiones del macizo que ha de formarse. El fondo de este barco habrá de quedar sirviendo como emparrillado debajo de la construccion; debe pues disponerse la union con sus costados, de modo que se sea posible separarlos y desarmarlos sin considerable dificultad. Es evidente que ese aparato flotará mientras el peso de la mampostería que se fabrique en su interior sea menor que el del agua desalojada y que se irá hundiendo gradualmente segun que la obra avance. Puede pues aumentarse tambien la altura de los costados segun lo requiera el hundimiento, para no tener desde el prinprincipio una gran dificultad en la introduccion de los materiales.

La movilidad del aparato permite por otra parte que se comienze la construccion en cualquier lugar cerca de las riberas

y dirijirlo despues al puesto en que haya de fondear para terminar allí la obra. Mas antes de que tome el asiento definitivo y cuando es todavía posible remolcarlo ó al menos moverlo ligeramente, se trata de arreglar su posicion y alineamiento segun el proyecto formado.

La figura 89 completará las ideas enunciadas, faltando solo advertir que desarmados los costados del cajon, se defiende el pié del pilar con piedras sueltas como se ha dicho.

Cimientos de beton.—Los procedimientos descritos representan grandes expensas que, si es posible han de evitarse pues en la construccion de un puente deben erogarse todavía las costosas de cimbras, talla de dovelas y trabajo muy regularizado en altura. Por tal principio y por el mérito mismo de la estructura, se emplea el beton cuando puede contarse con cal hidráulica ó arena puzolánica que hagan la mezcla insoluble desde el principio de la construccion.

En este sistema basta rodear el espacio que ella ocupará con una presa ó zarzos relativamente ligeros pues que no habrán de resistir á la presion del agua, que en este caso no se extrae, mas sí deben oponer la resistencia bastante á la diferencia entre las densidades del beton y el agua, para que aquel no tienda á formar talud en las primeras horas de la inmersion. A fin de evitar que la pasta se diluya al descender por el agua estancada se emplea el aparato que, cerrado y despues abierto se ve en la fig. 90. Estos cimientos deben defenderse al principio mucho mas que los de otras especies: así no debe olvidarse el macizo de piedra suelta alrededor.

Cimiento general.—En un cauce que no pueda resistir á la corrosion ni á la presion serian muy poco duraderas las construcciones indicadas en los párrafos anteriores, y lo mejor será entonces salvar por un solo arco la corriente, ó emplear un puente de madera, tubular ó suspendido, para establecer así los apoyos á cierta distancia en que pueda encontrarse la base á un cimiento sólido. Mas si es preciso llenar las condiciones de un puente de mampostería, sea de un arco y mas

fundadamente si ha de tener varios, será necesario formar en toda la longitud del puente un cimiento continuo defendido hácia arriba de la corriente y hácia abajo por muros enterrados que impidan la excavacion del agua. No debe darse al superior un paramento vertical donde la corriente formaria una voluta hácia abajo que prepararia la caida del muro; ó si se construye así por economía deberá removerse la tierra ó arena que allí se encuentre, y sustituirse con grandes piedras sueltas que hagan una rampa como la que exhibe la fig. 91 y es la forma que debe presentar el cimiento de mampostería para obtener su estabilidad.

107.—*Cimbras.*—Terminados los pilares y los machones hasta las impostas, se trata de la armadura de cimbra, bien que puede llevarse una arquivolta hasta 30° sobre la línea de las impostas ó arranques sin necesidad de tal aparato.

Cuando éste se halla apoyado únicamente en los pilares mismos ó á lo mas al pié de ellos, quedando desembarazada toda la abertura, toma el nombre de *cimbra enjuta* ó *levantada*, y se llama *fija* cuando ademas de aquellos apoyos hay otros en el intermedio de la abertura. Suelen tambien disponerse segun un sistema mixto armándose lo principal como cimbra enjuta y arreglando despues algunos apoyos intermedios De este modo la operacion de descimbrar puede hacerse en dos períodos distintos que facilitan el asiento del arco sin peligro alguno.

En las bóvedas de corta anchura pueden evitarse los piés de cimbra haciendo avanzar algunas piedras de las primeras dovelas ó de las impostas, que reciban la armadura de cimbra como podrian hacerlo unos canes ó modillones dispuestos de intento. Concluido su servicio pueden cortarse retallando las piedras, y habrán evitado un gran costo, así como el entorpecimiento y los vórtices de la corriente al chocar contra los piés derechos de la cimbra.

Cimbras de ladrillo.—Otra simplificacion consiste en usar una ligera armadura de madera que baste á sostener un arco

de poco espesor, el cual estando concluido, puede servir de cimbra á la construccion principal. De este modo empleándose una armadura de 1^{m} de latitud, y haciéndola bajar un poco cuando se haya concluido un arco de aquella misma anchura, se puede hacerla avanzar paralelamente á sí misma y al eje de la bóveda, deslizándola sobre soleras que se hayan puesto exactamente horizontales y paralelas sobre los canes. De este modo se construirá otro metro de bóveda, y así podrá continuarse hasta llenar la anchura que debe tener el puente. Estas cimbras pueden construirse con dos ó tres capas de ladrillos puestos de plano, que se quiten despues de haber servido. Así se hizo en la plaza de la Estrapade en Paris, donde se construyeron bóvedas de 45 á 50 metros de longitud, poco mas de 3 de abertura y 76 centímetros de espesor, siendo de 11.^{cm} la cimbra.

Cimbras de madera.—Su buena estructura depende de la resolucion de dos problemas: el correspondiente á la presion que la armadura ha de soportar mientras no se pongan las claves, y el de la combinacion mas apta que puedan tener las diversas piezas de madera para resistir aquella presion; debiéndose tratar respecto de este punto de obtener la mayor resistencia posible con la armadura mas sencilla y de menor volúmen. Será, por tanto, necesario tener presentes las consideraciones que se pormenorizarán al tratar de los puentes de madera, pues lo son realmente las cimbras estando destinadas á soportar por cierto tiempo un peso designado, debiendo presentar la armadura la rigidez indispensable para obtener en el intrados de la bóveda la curva del proyecto.

El peso que se ha de soportar es fácilmente conocido, bastando multiplicar la densidad del material por el volúmen del arco correspondiente á la abertura. Entonces pueden arreglarse, tanto las dimensiones de las armaduras, como las que deban tener las viguetas trasversales que en ellas se apoyen: las primeras deben ser tanto mas resistentes y voluminosas, cuanta mayor sea la distancia entre sus apoyos, esto es, las armaduras en que descansan. Un número corto de éstas no se-

rá, pues, económico en los puentes de gran capacidad, pues mientras mas disten entre sí dos armaduras, serán mayores las dimensiones de sus piezas, no resultando por esta parte ahorro de material, y por otra, serán indispensables viguetas de mayor seccion, como acaba de decirse. Parece que la distancia mas á propósito entre dos armaduras debe estar comprendida entre 1^m, 2 y 2^m.

Forma de las cimbras.—Las figuras 92 y 93 exhiben la disposicion de una cimbra fija y otra levantada, pudiendo examinarse allí mejor que en una descripcion verbal la combinacion de sus diversas piezas.

108.—*Construccion de la bóveda.*—Cuando ésta deba componerse de dovelas talladas, el trabajo es fácil, reduciéndose principalmente al trasporte de las piedras y á ponerlas cuanto mas unidas sea posible, para evitar el efecto de contraccion en la mezcla intermedia, cuyo resultado naturalmente será la deformacion del arco al descimbrar. De ningun modo deben pasar las capas de mezcla de 2^{ctm}, pero es mucho mas conveniente la construccion *á hueso*, esto es, con el menor espesor posible de mezcla.

Siendo máxima la presion en el estrados de la clave y en el intrados de los riñones en las cercanías del ángulo de ruptura, Perronet hacia disponer en esos puntos juntas divergentes de mayor anchura en el estrados cerca de las contra-claves y con la divergencia ó mayor grosor hácia dentro cerca de los ángulos de ruptura. Al verificarse el asiento de la bóveda en el momento de descimbrar, venian á quedar las juntas de un espesor uniforme, lo que ciertamente contribuye á distribuir igualmente la presion, pero á expensas de una diminucion notable en la flecha del arco; así es que se prefiere la igualdad de las junturas y su menor grueso.

Las cimbras levantadas quedan expuestas á una deflexion muy considerable y á cierta movilidad por la poca resistencia del medio, por lo que segun sube por ambos lados la construccion tiende la cimbra á levantarse en su vértice donde no hay

presion todavía. Para evitar este inconveniente, es oportuno cargar la parte superior desde el principio con cualquier material que oponga resistencia á la accion que deciden las dovelas inferiores.

Cuando se construye un arco en una pared de poco espesor, fijado el centro ó centros de la curva por ambos lados, es fácil llevar el cintrel por medio de cordeles ligeros, y así los planos de juntura resultan como deben ser, normales á la tangente. En una bóveda cuyo cañon presente cierta longitud, no podria emplearse tal procedimiento sino á lo mas respecto de los arcos de frente: es por tanto necesario sustituir otro medio, y este consiste en emplear una falsa escuadra que por el lado recto da la inclinacion del asiento para la dovela, si en su otro lado tiene un arco que coincida con el de cimbra, y este se pone paralelamente á los fronterizos. Es claro que si la curva fuere de varios centros, debe arreglarse para cada segmento un arco diverso de la falsa escuadra.

Antes de descimbrar, deben llenarse los senos ó riñones de los arcos para que pueda contarse con una resistencia eficaz al empuje que ejercerá la parte superior de la construccion cuando se sustraiga el apoyo de la cimbra. Este relleno se hace por capas horizontales hasta llegar á la dovela que corresponde al ángulo de ruptura.

El resto del relleno no se verifica hasta despues de descimbrar, y de este modo ya no sobreviene dislocacion alguna en la construccion de los tímpanos ni en las líneas de ornamentacion que representan el cornisamento de la obra.

109.—*Desarme de la cimbra.*—Terminada una bóveda debe desarmarse la cimbra lo mas prontamente posible, pero con toda regularidad y gradualmente para evitar que en su asiento ó descenso adquiera cierta fuerza viva que comprometeria su estabilidad. A este efecto pueden disponerse cuñas cruzadas (fig. 94) que deslizándose á golpes de mazo, harán descender cada vigueta, y en este caso deben correrse simultáneamente las cuñas simétricas de ambos lados de la bóveda, co-

menzando por las inferiores para que los riñones del arco presenten toda su resistencia al ejercer su enérgica accion el segmento medio.

Otro método consiste en hacer correr en virtud de choques poderosos, las piezas dentadas *a a* de la figura 95; mas esto no es posible sino en cimbras pequeñas, pues el rozamiento producido por el considerable peso de una gran bóveda, impide de todo punto el desliz que parece fácil á la primer inspeccion de la figura.

El método mejor es el de sustituir á la hora de descimbrar los ligeros polines *b, b,* de la figura 96 con los sacos de arena *a, a,* que se fuerzan entre las vigas por medio de las cuñas *c, c.* Colocados estos nuevos apoyos, se rebajan por los ángulos los polines hasta que presenten la figura casi cónica de *b'*. No siendo entonces su base inferior capaz de resistir á la presion, se astilla ó se incrusta en el madero inferior, y al mismo tiempo se comprimen los sacos llenos de arena, obteniéndose un ligero descenso de la cimbra. Destruidos todos los polines, se desatan simultáneamente todos los sacos por una de sus bocas, y comenzando á fluir la arena, se obtiene un descenso mas rápido que puede graduarse por la abertura de las bocas, ó suspenderse de todo punto haciéndolas cerrar.

Estos sacos que se hacen de un tegido alonado, se disponen de modo que sus costuras queden hácia arriba ó hácia abajo, para que ofrezcan la mayor fuerza á los lados: sus medidas deben ser tales, que llenos de arena presenten un diámetro de 35,^{ctm} y 40 de longitud, sin contar la necesaria para que la atadura de las extremidades quede segura.

En cimbras de considerable amplitud no basta ese procedimiento segun Mr. Lagrené, que en tal caso ha usado dentro de los sacos unos tubos de goma elástica, surtidos de una llave de madera sólida y llenos de agua. La operacion ha comenzado por hacer salir esta, con lo que se obtuvo un descenso de 2 centímetros, habiendo importado ademas 1^{ctm} por la compresion y destruccion de los polines. En seguida, y con la misma simul-

taneidad con que se abrieron las llaves de los tubos, se ha desatado una boca de cada saco, y corriendo la arena, ha descendido la cimbra, desprendiéndose completamente de la bóveda.

Encontrándose todavía húmeda la mezcla de las junturas, en vez de serle perjudicial el movimiento de la construccion al descimbrar, contribuye á hacerla mas densa, porque disminuye el volúmen en virtud de la presion, y la resistencia de las dovelas resulta bien distribuida, pues la mezcla se reparte con igualdad entre las superficies en contacto; mas si hubiera llegado á cierto grado de sequedad y dureza, en lugar de obtener la distribucion que regularizara la presion, solo se conseguiria la reduccion del cimento á una materia pulverulenta é inerte.

110.—*Construcciones accesorias de los puentes.—Tajamares.* Las partes anterior y posterior de los pilares, presentan generalmente unos macizos destinados á cortar la corriente del agua antes de su entrada á los arcos, y á darle nueva direccion en la salida para que no corroa allí el pié de los pilares; estos macizos son los designados con el nombre de tajamares, y se llevan hasta la altura de las impostas, coronándose con un semi-cono que forma la encadenacion con los tímpanos.

Siendo el objeto de aquellos macizos defender los pilares del choque de los cuerpos flotantes y cortar la corriente, su mejor forma seria la de la proa de un buque, pero un ángulo sumamente agudo, no resistiria mucho tiempo: Gauthey ejecutó varios experimentos, de los que dedujo que cuando el ángulo avanzado es recto, resultaban vórtices tan destructores, como cuando no se emplea tajamar: que la base de este en semi-círculo, disminuye el mal; mucho mas un triángulo equilátero, y que la forma mas ventajosa es la de una base ogival determinada por dos arcos cuyo rádio sea la anchura del pilar, sirviendo de centros los ángulos de cada frente. Como el ángulo de la ogiva se degrada fácilmente, es preferible la forma elíptica que resulta encadenando los dos grandes arcos con uno de rádio pequeño.

En los puentes oblícuos se emplean dos arcos de distinto radio que sean tangentes á los frentes interiores del pilar y al punto de interseccion de su eje con una paralela al frente del puente (fig. 97).

111.—*Aleros.*—Como los pilares se defienden contra la corriente con los tajamares, se protegen tambien los machones ó muros de atraque con unas paredes que si están en prolongacion y al haz de los frentes del puente, se llaman *muros de vuelta* ó *escuadra*, porque la forman respecto del frente interno del machon; si son continuacion de éste, se llaman *muros de prolongacion*, y parece que debe reservarse á los que presentan cierta oblicuidad (fig. 98) el nombre de *aleros* que se da indistintamente á todas estas especies.

Para su construccion deben tenerse presentes las fórmulas relativas al empuje de las tierras, y si son muros de vuelta, el cómputo debe hacerse estimando la sobrecarga que represente el tráfico.

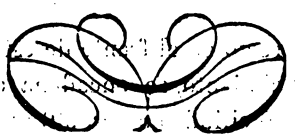
Como un ángulo recto en el frente de este muro provocaria la excavacion del cimiento, se encadena con el machon por medio de ¼ de cono ó cilindro *c* (fig. 99) que produce el efecto de un tajamar.

En vez de la descripcion verbal de algunos puentes notables, es sin duda mas oportuno dar su idea por medio de figuras, pues allí no solo pueden estimarse las dimensiones aisladamente, sino tambien hacerse cargo del conjunto de la construccion, de su parte ornamental y manera de subordinarla á los elementos del proyecto, y por último, pueden tambien examinarse las ligeras modificaciones de estructura en relacion á las circunstancias especiales de la localidad.

Entre los puentes de que las láminas darán una clara idea, merece una consideracion particular el de ladrillo de Maidenhead sobre el Támesis, compuesto de dos arcos de 39^m de abertura, con un pilar intermedio, cuya anchura es de 9^m, 14: es sin duda la construccion mas considerable que hasta ahora se

haya hecho con aquella especie de material en el ramo de puentes.

Se verá tambien en la lámina 10 parte del puente de Neuilly, cuya curva es de 11 centros, presentando su frente la especialidad de ser de todo punto indesarrollable, por exhibir en la arista de intrados una forma en trompa, que indudablemente facilitaria la descarga de la corriente en una avenida extraordinaria.



CAPITULO III.

PUENTES OBLICUOS.

Siendo tan fácil y poco trascedental en los caminos comunes dar cualquiera desviacion al eje de la ruta, se construyen en ellos los puentes rectos, subordinándose á la direccion de la corriente; mas en los ferrocarriles no es posible esquivar de este modo la dificultad, y por lo comun se construyen los puentes oblicuamente, y ha comenzado á introducirse el mismo sistema en las rutas ordinarias cuando no es necesario vencer sérios obstáculos.

En cualquier bóveda los planos de las junturas deben presentar la direccion de las líneas de la mayor y menor curvatura, condicion fácil de llenar en las bóvedas rectas, pues que aquellas líneas son las generatrices del cilindro, y las secciones rectas; pero estas mismas líneas en un puente oblícuo se presentan bajo tales ángulos, que seria inevitable su empuje al vacio si se construyeran las dovelas con superficies planas y junturas en ángulo recto.

Al concluir Adhemar su Tratado sobre los puentes oblícuos, expone que el sistema de juntas cilíndricas y el de arcos rectos, son los únicos que destruyen completamente el empuje al vacío; que la forma helicoide es la mas adaptable, y que los arcos rectos son preferibles cuando la oblicuidad es considerable. Se describirán por tanto estos dos sistemas, y se indi-

carán los conocidos con el nombre de ortogonal paralelo y ortogonal convergente.

112.—*Sistema de arcos rectos independientes.*—Las figuras 100 y 101 dan una idea del carácter de estas construcciones: los seis arcos de que se compone el puente de Chartres representado en las figuras, guardan entre sí la distancia requerida por el servicio de la obra destinada á llevar dos vías de ferrocarril.

Ninguna dificultad especial puede ofrecer la estructura de aquellos arcos, habiéndose de vencer solamente las que son comunes á todos los puentes; mas quedaba aun por encontrar el mejor medio para reunir sólidamente entre sí los seis arcos. M. Boucher lo ha hecho colocando entre cada dos de éstos las dovelas L (fig. 102) un poco mayores que el espacio vacío. Para no debilitar los arcos principales, estas dovelas complementarias no han penetrado en ellos mas de 4 ó 5 ^{ctm}, lo que bastaba para conservarlas en su posicion durante la estructura: á varios trechos se han colocado dovelas mayores, que penetrando de 15 á 20 ^{ctm} en los arcos, han establecido una union mas íntima.

En el proyecto primitivo se trató de colocar estas dovelas alternando con vacíos que representasen cuatro de éstas, los que debieron haberse llenado despues con mampostería ordinaria; pero habiéndose encontrado piedras de gran tamaño, se adaptaron á la obra, evitándose el costo de las cimbras parciales qne hubieran sido necesarias para el relleno de los paralelógramos vacios con mampostería comun.

Para que la superficie de las piedras talladas no importe un gran desarrollo, ó lo que es lo mismo, un costo fuerte, Adhemar propone la disposicion indicada en las figuras 103, 104 y 105.

La primera de estas es la seccion en el plano de las impostas, y la segunda representa la perspectiva de la primer hilada. La trabazon que resulta, tanto en el sentido horizontal como segun el plano de las junturas trasversales no puede

continuar en toda la altura de la bóveda, porque acercándose dos arcos sucesivos en la proximidad de la clave se llega á un punto en que las dovelas no pueden montar unas sobre otras. En este caso pueden disponerse dovelas dobles talladas en una misma piedra como indica la tercera de las figuras citadas; mas no será necesario que todas aquellas se dispongan de este modo, pues bastan algunas para establecer la union entre dos arcos llenándose los huecos intermedios con dovelas simples. En este sistema de construccion debe comenzarse por formar las partes de los arcos que corresponden al ángulo agudo del puente.

112.—*Sistema helicoide.*—En su montea pueden emplearse materiales pequeños de figuras iguales, si se exceptúan las dovelas de los frentes, y junturas casi planas y en ángulo recto entre sí, por lo que pueden usarse para la construccion los ladrillos comunes, de donde ha procedido la generalizacion de este método en Inglaterra. Su nombre viene de que las junturas de hiladas forman una hélice sobre el cilindro de la bóveda: aquella se considera como principal, llamándose *hélice de frente* la que es muchas veces casi paralela á los frentes del puente y normal á la anterior.

Supóngase que A D C H (fig. 106) representa una porcion del semicilindro A E B, determinada aquella por dos planos paralelos A C, H D, que hacen con el eje un ángulo igual á A C D; igual al que forma el eje de la vía con la direccion del cauce. La línea C D ó A H es la longitud de la parte del cilindro que debe desarrollarse, y A C D H es la proyeccion horizontal de la superficie, cuyo desarrollo debe obtenerse.

Tírese B F perpendicular á B D, é igual en longitud al desarrollo de la semicircunferencia A E B; divídase B E A en cualquier número de partes iguales, B 1, 12, 23, 34..... y su desarrollo, B F, en el mismo número de partes B 1, 12, 23, 34.... Por los puntos de division de la semi-circunferencia, tírese una série de líneas paralelas á B D, que cortarán las líneas A C y H D en los puntos *a b c d*. Si de las divisiones

de B F se tiran paralelas á las anteriores é indefinidas 1 *a'*, 2 *b'*, 3 *c'*,.... y despues, de los puntos de intercesion de A C y H D con las primeras paralelas que se tiraron, se describen las normales *a a,' b b,' c c,'*..... se tendrán en *a'*, *b'*, *c'*, *d'*, puntos de interseccion con las segundas paralelas que pertenecerán al desarrollo de la seccion cuya proyeccion horizontal es *A C*. Por estos puntos, que se pueden fijar en el número que se quiera, se traza la sinusoide que representará la arista de intrados de cada frente.

La sinusoide, *D S*, es enteramente igual á la *C F*; por consiguiente ó se obtendrá por el mismo procedimiento, ó se describirá con un patron ó pistolete cortado sobre *C F*.

La superficie *D C F G* es el desarrollo de intrados y para trazar en él la hélice correspondiente á las junturas de hiladas se tirará *C K* normal á *C F*. Debiendo ser paralelas todas las hiladas es obvio su trazo, pero antes ha debido dividirse la sinusoide *C F* en el número impar de partes iguales que se crea conveniente para otras tantas dovelas, hecho lo cual las hélices paralelas á la primera pueden describirse por los puntos de la division marcada.

Es muy probable que las divisiones en la parte *K G* de la sinusoide inferior den cerca de *G* una fraccion, y por consiguiente resultaria otra, complemento de la primera, en la parte *D K*. Se hace pues la correccion necesaria desviando el punto *K* á un lado ú otro, de suerte que corresponda á una division de la sinusoide; por tanto es conveniente marcar esta division antes de tirar la normal *C K*, ó al menos antes de fijar sus paralelas.

El ángulo *B F C = D C K* es el designado por los ingenieros ingleses con el nombre de *ángulo helicoide*.

La descripcion completa de un arco oblícuo exige que se conozca la direccion de las hiladas en el estrados por lo que se pasa á tratar de esto.

Sea *L O N U* en la figura 197, el desarrollo del estrados construido del mismo modo que el de intrados con la única

diferencia de emplear el arco *U T S* en vez de *A B E*, y por consiguiente haciéndose *S O* igual al desarrollo de este semicírculo como *B F* en la figura anterior lo habia sido de *A E B*. Delineadas las sinusoides, no se describe una normal á *L O* como en el caso presente, sino que se marca respecto de L U un ángulo un poco mayor, de cuya medida se hablará despues, suponiéndolo ahora = *U P m*, se tiene la direccion *P m* á que serán paralelas las junturas de estrados.

Pero falta aun determinar los puntos en que hayan de cortar las sinusoides. Para ello debe advertirse que *C P* es sensiblemente la proyeccion horizontal de la primer juntura: se tirará pues la linea *P m*, desde el primer punto *P*, para obtener la primer hélice exterior. En este trazo resultan para las extremidades del desarrollo fracciones de una division, y partiéndose *C D* de la figura 106, por las intercecciones *a, b, c*, de las hélices, se tirarán (fig. 107) las pequeñas líneas *a d, b c, e f, D g*, y en seguida paralelamente á *p m* las hélices *d l, e k, f i, g h*. Llévese entonces de *o* hácia *h* la distancia *v g* = *o h*, y describiéndose desde *h* una paralela á *p m*, el espacio *n m'* comprendido entre ambas se dividirá en igual número de partes al empleado en el intrados y por los puntos de division se tirarán las hélices paralelas á *p m*.

El semipaso de la hélice puede conocerse si se sabe cuál sea el ángulo D C K (fig. 106) y la línea *M Y*, que representa su tangente, si el semipaso *M C* es funcion del rádio tabular. Pero *M Y* = *B F* es el desarrollo de *A E B* y el paso debe ser igual en el intrados y extrados. En la equivalencia trigonométrica subsistirá pues la misma expresion de *C M*, pero la tangente variará si en vez del desarrollo del arco de intrados se emplea el del estrados *S O* (fig. 108); tendremos pues

$$M\,Y : tang.\ D\,C\,K :: S\,O : U\,P\,m$$

De hay se derivará el ángulo del cuarto término que se supuso conocido en los párrafos anteriores.

Arcos de frente.—Conocidos los dos ejes de la semi-elipse que resultará para los frentes puede aquella delinearse tanto en la arista de intrados como en la de estrados, pues se habrá elegido el espesor de la clave $= e$. El semi-eje pequeño es el rádio del arco $A\ B$ (fig. 106); el gran eje es la proyeccion horizontal $C\ A$. Para marcar las junturas, llévense los espacios $C\ a$, $a\ b$, $b\ c$, $c\ d$.... (fig. 106) á $B\ a$, $a\ b$, $b\ c$, $c\ d$,.... (fig. 109) y del mismo modo señálense en el estradorso las distancias $C\ k$, $k\ a$, $a\ b$, $b\ c$.... respectivamente iguales á $L\ k$, $k\ a$, $b\ c$, $c\ d$.... de la figura 107 y estas darán las correspondientes á las junturas.

Debe advertirse que estas no son rectas; por tanto, será conveniente desarrollar uno ó dos arcos intermedios, lo mismo que se desarrolló el de estrados, pues así podrá darse á las líneas $B\ k$, $a\ a$, $b\ b$, $c\ c$,..... la curvatura conveniente.

Fórmulas para el cálculo.—No pudiéndose llegar por medios gráficos á la exactitud que requieren algunas de las operaciones indicadas, se pondrán las expresiones necesarias para el cálculo numérico, y al mismo tiempo un ejemplo de su aplicacion.

Supóngase un puente con oblicuidad de $50^{\circ} = Y$, y una abertura de 10^{m}, 0 58.

Rádio del cilindro $= r$.....	5,029
Espesor de clave $= e$.....	,762
Anchura absoluta del puente $C\ L$ (fig. 106) $= b$.	9,449
Abertura recta $A\ B = 2\ r$.....	10,058
Abertura oblícua $A\ C = 2\ r \div \text{sen}\ Y = 10{,}058$ $\div$ sen 50°.....	13,130
Deviacion $B\ C$ del puente. $2\ r \cot.\ Y = 10{,}058 \times ,839$.....	8,439
Desarrollo $B\ F$ del arco $= 3{,}1416 \times 5{,}029$.	15.791

Tang. $B\ F\ C = \cot.\ Y \div ,5\ \pi = ,5342$

$=$ tang. 28°.1..06..37? $= Z$.

Desarrollo de la sinusoide $F\,C$.

$$\tilde{\pi}\ r\ (\text{tang. } Z \div \text{sen. } Z) \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 17{,}912$$

Supóngase el número de dovelas = 47.

El espesor de cada una será pues $\frac{17{,}912}{47} =$,381

Longitud $D\,C$ de los machones.

$$b\ (\text{cotang. } Y \div \text{cos. } Y) \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 12{,}335$$

Divergencia $D\,K$.

$$b\ (\text{cotang. } Y \div \text{cos } Y)\ \text{sen. } Z \ldots\ldots \quad 5{,}812$$

Esta distancia no corresponde á un número entero de dovelas, pero verificada la division por el espesor de estas = ,381 se vé que pasa muy poco de 15 el cuociente. El ángulo teórico $D\,C\,K$, (fig. 106) debe pues disminuirse, de suerte que la línea $C\,K$ coincida con la juntura de la dovela décima quinta, por consiguiente, en vez del último número obtenido 5,812, debe adoptarse $D\,K = 15 \times ,318 = 5{,}711$.

De este modo

$$\frac{D\,K}{C\,D} = \frac{5{,}711}{12{,}335} = ,46348 = \text{sen. } Z'.$$

$$Z' = 27^{\circ}\ 36'\ 42''$$

$$\text{Tang. } Z' = ,52305.$$

Este valor corregido de Z, servirá para calcular los elementos restantes.

El semi-paso de la hélice $C\,M$ es

$$\tilde{\pi}\ r\ \text{cot. } Z'. \qquad 30{,}207$$

El ángulo helicoide de extradorso (X) se obtendrá por la expresion

$$\text{Tang. } X = \frac{S\,O}{C\,M} = \frac{R\,m}{R\,P} = \frac{\tilde{\pi}\ (r + e)}{C\,M}$$

$$X = 31^{\circ}\ 03'\ 38''$$

La excentricidad $C\ O$ (figura 109) se obtiene resolviendo la expresion

$$C\ O = \frac{cot.^2 Z}{,5\ \alpha}. \qquad 2,596$$

Todo lo expuesto hasta aquí supone que el cañon de la bóveda tiene por base de generacion un semi-círculo perfecto; pero siendo muy frecuentes los casos en que es mas oportuno emplear un arco escarzano debe indicarse la ligera modificacion que en tal caso ha de hacerse.

El desarrollo de cualquier arco menor de 180° es una parte del desarrollo del cañon semi-circular. Por consiguiente, arreglando la cuerda del arco escarzano para que sea igual á la abertura dada, y derivado trigonométricamente el rádio que le corresponde, puede hacerse el trazo del semi-círculo íntegro y ejecutar las demas operaciones descritas, aprovechando despues la parte del desarrollo relativa al arco dado, el cual quedará limitado por la superficie *M, N, S, R,* si la seccion *m, i, m,* es el arco elegido. Tiradas las perpendiculares *n n', m m',* paralelas á *i i',* y despues *M m'* y *A n'* se fijarán los puntos *M, N,* y describiendo desde ellos paralelas á *H C,* se habrá determinado la superficie que se necesitaba.

La igualdad de los planos de dovela que resultan segun este sistema permite emplear, como se dijo ya, materiales en forma de paralelípedos, con tal que sean pequeños, para que no sea sensible la diferencia en las junturas que deben presentar una superficie *gaucha,* pero será necesario darla á las dovelas de los frentes que generalmente se disponen con piedras talladas.

Ejecucion de la arquivolta.—Es poco conveniente en este sistema terminar una hilada antes de comenzar la otra, pues no resultan horizontales y seria peligroso cargar desigualmente la cimbra. Si el ángulo de oblicuidad *Y,* es menor de 80°, debe prepararse el asiento de la arquivolta sobre la imposta formando una línea de redientes como, se vé en la fig. 111, y

sobre ellos se llevará una série de fragmentos de hiladas que irán terminando siempre con redientes, paralelos á los primeros: así se llegará hasta las contra-claves que presentarán la misma disposicion dentada.

El asiento de los materiales pequeños sobre la cimbra no exigirá mas cuidado que el de seguir las hélices que allí se hayan trazado, mas siendo los materiales mayores que los ladrillos y el arco muy pequeño, será indispensable tallar ligeramente el asiento de intrados para que no resulte el mal efecto que se marca cuando en vez de poner la gran arista de un ladrillo paralelamente al eje de una cimbra cilíndrica, se acomoda en esta posicion la diagonal de aquel, en el cual caso los dos ángulos correspondientes á la otra diagonal, resultan á cierta distancia de los puntos sobre que debian asentar.

114.—*Sistema ortogonal convergente.*—Se ha visto que es imposible obtener la horizontalidad de las primeras hiladas en el aparato ó aparejo helicoide, y siendo tal circunstancia una de las que eficazmente contribuyen á la estabilidad de una construccion, los ingenieros franceses, dedicándose á la solucion del problema, han encontrado el método llamado ortogonal, que se subdivide en dos especies con los nombres de *ortogonal paralelo* y de *ortogonal convergente.*

Este segundo conserva á la parte media de una construccion toda la estabilidad de una bóveda recta, pues en efecto á ella pertenece su montea y ejecucion, quedando solamente débiles los triángulos que por su posicion tienden al vacío.

El triángulo E D F (fig. 112) no encuentra en efecto ninguna resistencia en el punto D; pero si se construye en C el ángulo B C E = F D E, se contará con la resistencia de A D, que si no es la necesaria para una estabilidad máxima, destruye en la mayor parte el empuje hácia el vacío.

En el espacio A B A' B', las junturas son rectas y se está en el caso de una bóveda comun; en la proximidad de D E, las junturas se acercan á aquel plano del frente y cambian muy gradualmente de direccion en C *r'* C *s*, hasta coincidir con C

B. Por consiguiente, las junturas de hiladas solo dejan de ser horizontales en el cuadrilátero representado por la proyeccion A B E D, levantándose muy gradualmente hasta presentar en la arista E D el mismo ángulo de inclinacion.

La trayectoria A P, esto es, la línea de las hiladas, presentará sobre la cimbra una gran parte recta en el medio de la anchura del puente, N N', y las dos extremidades curvas inversas y simétricas N P, y N' P', las cuales se acercan á los arcos descritos desde el centro C con el rádio C N. La posicion de C es arbitraria con la única limitacion de fijarse en la prolongacion de D E.

La disposicion de las junturas en el intrados resulta como se vé en la fig. 113.

Sinusoides trayectorias.—El desarrollo exacto de estas se obtiene despues de tirarse el de las junturas correspondientes á lo que se llama *secciones rectas* en una bóveda comun; para ejecutar el trazo se procederá del modo siguiente:

Represéntese por *A B* (fig. 114) el diámetro del cilindro ó semi-círculo de intrados, y prolongada aquella línea tiéndase en B G el desarrollo de aquel medio punto. Supóngase igualmente que se adopta C como punto de convergencia siendo B C D igual al ángulo de oblicuidad Y. Si sobre A B como diámetro se traza el semi-círculo generador de la cimbra A H D, y se divide en cualquier número de partes que sea impar, y de los puntos de division se tiran normales á A B pero prolongadas hasta C D, resultarán las intersecciones 1, 2, 3, 4, 5, 6. Dividiendo en el mismo número de partes de G hácia B la línea comprendida entre esas letras, tirando desde los números de division paralelas á B D indefinidas, estas se cruzarán en los puntos 1,' 2,' 3,' 4,' 5,' 6,' con las paralelas á A G descritas desde los puntos numerados primeramente en la línea C D: por aquellas intersecciones se trazará la sinusoide correspondiente á la arista de intrados.

Si se trata de describir las otras sinusoides entre B y D, se dividirá esta línea en el número que se quiera obtener de aque-

las curvas por los puntos *a, b, c, d,* desde los cuales se tirarán rectas al punto C. Se pasará entonces la distancia *m a'* á 6 *a'* del desarrollo: *n a'*, á 5 *a'*, *o a'* á 4 *a'*, &c.: del mismo modo se procederá llevándose *m b*, á 6 *b'*, *n b'* á 5 *b'* &c.

Resultarian muy delgadas y frágiles las dovelas cerca del machon A, esto es, la parte desarrollada cerca de F G, si se les diera el espesor limitado por las sinusoides, mas tal defecto se evita disponiendo una sola dovela en que se apoyen las de varios anillos como se indica en la figura.

Para las junturas de hiladas debe hacerse el trazo de las trayectorias, lo que se verifica diviendo la sinusoide extrema en un número de parte igual al que se exija para las dovelas y delineando normales á los tangentes de esos puntos como se indica en la figura 115, *b a* es normal á la tangente en *a*; *c b* á la tangente en *b*, *d c* á la tangente en *C*: pero estas pequeñas líneas no caen normalmente sobre las sinusoides en sus respectivos extremos *b, c, d,* aunque tengan tal posicion en *a, b, c;* se describirá pues una nueva série de rectas pequeñas *a b'* que descendiendo de *a* sea normal á la tangente en *b*, *b' c'* que parta de *b'* para tocar normalmente en *c'*, *c' d'* descrita desde *c'* y normal en *d'*. Esta nueva línea *a b' c' d'*, se habrá inclinado en sentido contrario de la primera *a b c d.* por consiguiente la que divida con igualdad el espacio que ambas comprenden, satisfará el trazo práctico de una trayectoria.

Apenas es necesario indicar que los trazos obtenidos para un frente del puente son idénticos á los que inversamente se aplicarán para el otro.

115.—*Sistema ortogonal paralelo.*—Cuando el ángulo de oblicuidad, *Y*, es ya pequeño, resulta poco aplicable el método anterior que restringe á un espacio breve la curva que debe encadenar las junturas de la bóveda recta con las del arco de frente, debiéndose por tanto tallar en las dovelas unas superficies extremadamente *gauchas.* Si para evitar aquel inconveniente se prescinde de llevar como recta la parte media de la bóveda, se pasa á la adopcion del sistema ortogonal paralelo,

que tiene sobre el anterior la ventaja de presentar hiladas casi horizontales sobre las impostas y llevar siempre paralelamente á los frentes las junturas normales á las hiladas. El desarrollo de las sinusoides, y por consiguiente de la superficie de intrados, puede hacerse en los mismos términos que respecto del sistema helicoide, ó por cualquier otro método análogo; y trazada una sinusoide se pueden delinear cuantas paralelas á ella se quieran, con un pistolete como se ha dicho, ó llevando constantemente la distancia A E (fig. 116) para describir la curva E F, ó A G para trazar G H, poniendo esas distancias en M N, Y L ó cualquiera otra paralela á A C.

Como estas líneas representan las secciones rectas, las junturas de hiladas deben ser casi normales á ellas, pues en efecto, las trayectorias se definen, ó mas bien, se describen, diciéndose que son las huellas que dejarian las junturas del frente, moviéndose sobre la superficie del cilindro, de modo que la curva descrita por cada una de ellas, corte en ángulo recto las aristas de las junturas trasversales.

Se vé, pues, que pueden trazarse por el mismo método que se ha aplicado poco ha á las trayectorias convergentes.

116.—*Límite de la montea recta.*—Es oportuno advertir, para terminar este capítulo, que solo cuando la oblicuidad llega á cierto límite, es indispensable hacer la montea de una bóveda por alguno de los métodos expuestos, bastando el sistema comun con dovelas talladas en losanges cuando el ángulo de inclinacion es mayor de 70º Al menos Mr. Leveillé ha dispuesto en esa forma arcos correspondientes á aberturas de 4 á 10^{m}, cuya oblicuidad llegaba á 72º; Gauthey no se cuidaba de ella si era mayor de 63º, y por último, el puente de Trilport inclinado á 72º con abertura de 25^{m} está dispuesto como una bóveda comun.

Las láminas de puentes oblícuos completarán hasta cierto punto las ideas expresadas en este capítulo.

CAPITULO IV.

PUENTES DE MADERA.

Si la longitud de los árboles y la gran resistencia trasversal de sus fibras indicaron su uso para los primeros puentes, su aplicacion debió quedar restringida á las aberturas que podian salvarse por medio de una pieza simple de madera; mas para adoptar las combinaciones complexas fué indispensable que las artes hubieran avanzado considerablemente. Habiéndose inventado entre tanto las construcciones en arco, debieron ser preferidas, y por consiguiente limitado el uso de los puentes de vigas á circunstancias especiales: así se construyó el *puente sublicio* en Roma, únicamente con madera, sin ninguna clavazon, para poder cortar en breve tiempo la comunicacion entre las dos riberas del Tíber.

117.—*Puentes notables antiguos.*—Las campañas de los Romanos contra los Bárbaros exigian medios de comunicacion seguros y de ejecucion pronta, por lo que César construyó su célebre puente sobre el Rin, y Trajano sobre el Danubio; existiendo hasta hoy el diseño del último, por la circunstancia casual de haber sido Apolodoro, arquitecto de la columna trajana, el mismo que dirijió el puente del Danubio.

Su sistema consistió en el uso de armazones curvos con la forma de dovelas dada por piezas trasversales, como varios puentes de fierro de los construidos en este siglo.

Paladio inventó el método de armaduras que se ha modificado de varias maneras por los ingenieros norte-americanos, dándose ideas de las combinaciones primitivas en la lám. 12.

En el intermedio se habian construido en Suiza dos puentes notables en que se combinó la estructura en arco con la forma hueca que evidentemente sirvió de gérmen para la invencion de los puentes tubulares.

El primero de aquellos, construido por Grubenman sobre el Rhin, constaba de dos tramos, uno de 51^{m} y otro de 59^{m}; habiendo subsistido 42 años, fué quemado por los franceses, y era tal su resistencia, que por allí se habian pasado rocas de 25 toneladas sin ningun detrimento.

En 1778 Grubenmann y su hermano construyeron el puente de Wenttingen sobre el Limmat con un solo tramo de 119^{m}, sobre el cual pasó una division francesa con su artillería á paso veloz, habiéndolo quemado en seguida.

Recientemente el ingeniero norte-americano Town ha inventado un nuevo sistema de armadura en forma de celosía, que ha permitido salvar económicamente grandes distancias, haciéndose en breve tiempo las construcciones y casi sin necesidad de cómputos.

Cuando ademas de la madera se emplea el fierro, puede darse á los puentes mucha mayor solidez, lo mismo que cuando se combinan los diversos sistemas que se detallarán despues de manifestar las distintas maneras de formar las vigas armadas, á las cuales para la distincion oportuna, seria acaso conveniente reservar el nombre de trabes.

Sobreponiéndose simplemente una pieza de madera á otra no serán capaces de mas resistencia que la representada por la suma de sus dos resistencias parciales: si la armadura se compone longitudinalmente de varias piezas, cuyas junturas alternen con las de la série inferior, de la suma de éstas deberá restarse 1.

Si dos ó mas vigas sobrepuestas están ajustadas por fuertes tornillos ó por una disposicion semejante á la de la figura 116,

de modo, que sea imposible el desliz longitudinal, la resistencia de esta armadura es *casi igual* á la de una pieza cuya altura fuese la suma de las dos ó mas vigas que la forman, y como tal se computará en la práctica.

Separadas dos vigas por piezas bastantes para impedir su desliz, aumentará su resistencia considerablemente y estará representada segun las fórmulas del párrafo 93, sustituyéndose h por $(v + 2\,e)^2 - v^2 \div (v + 2\,e)$; expresion en que se designa por e la altura de cada una de las vigas, y por v el vacio ó distancia que queda entre ellas. Si v es $2\,e$, la resistencia de esta combinacion, respecto de la que presentarian las dos vigas ensambladas, será como 14 á 4 (fig. 117).

Recordándose que las capas ó láminas de fibras próximas al eje neutro, no sufren casi tension ni presion, y que estas dos fuerzas ejercen toda su intensidad mientras mayor es la distancia vertical á aquella línea de fibras invariables, se notará fácilmente que las capas intermedias pueden sustraerse sin debilitar el sistema, y que colocada la madera á gran distancia del eje neutro, se aprovechará mejor su resistencia, sea á la tension ó á la compresion. Por consiguiente ofrecerá bastante solidez una armadura dividida en paralelógramos con aspas ó *cruces de San Andrés* en ellos [fig. 118), y su resistencia á la flexion trasversal se calculará por la expresion dada en el párrafo anterior.

Del mismo modo puede computarse la resistencia de una armadura en arcos opuestos, como indica la fig. 119, que recuerda la forma de un sólido de igual resistencia.

El sistema de aspas es el fundamento de las construcciones norte-americanas, con algunas ligeras modificaciones, que serán fácilmente estimadas despues de examinar la teoría principal.

118—*Condiciones del sistema americano.*—Pueden reducirse á tres los grandes objetos que han de tenerse presentes para la construccion de un puente de esta clase. 1º—La resistencia y rigidez de las armaduras laterales para que pasen los

carruajes sin fuerte oscilacion, ni causar una gran flecha en el tramo del tránsito. 2º—Arreglar el tablado que sirve de pavimento para que pueda oponerse á la accion lateral y casi horizontal del viento, de suerte, que el eje del puente no se encorve á ninguno de los lados, y 3º, impedir la inclinacion lateral que tienden á contraer las armaduras, principalmente cuando el tablado es inferior á ellas.

Se consideran como partes sustanciales de una armadura la viga ó trabe inferior y la superior, los tirantes ó postes que las encadenan y llevan una direccion vertical, las tornapuntas que trasmiten la presion de la trabe superior á la inferior, y las tornapuntas inversas cuyo objeto es comunicar á la trabe superior parte de la presion sufrida por la inferior, acercando los puntos de resistencia á los de apoyo: así en la figura 120, suponiendo el tablado á lo largo de C D el tirante M N trasmite á la trabe A B parte de la presion sufrida en M: la tornapunta C N trasfiere al punto C parte del peso recibido en N, y otra parte de la accion ejercida en M pasa al punto A, en virtud de la tension de la tornapunta inversa A M. Se vé, pues, la ventaja de emplear para los tirantes y tornapuntas inversas materiales, que como el fierro, opongan gran resistencia á la tension mientras que las dimensiones y naturaleza de las tornapuntas deben calcularse para afrontar la presion.

En un puente pequeño en que se coloca por lo mismo un corto número de péndolas ó tirantes, el cómputo de su resistencia puede hacerse dividiendo el peso total, mas el de la carga accidental mayor que pueda soportar por el número de péndolas + 1. En la figura 121 si el puente se supone sostenido por la armadura A B B' A' y otra igual y paralela por el frente opuesto, cada una de ellas soportará la mitad del peso total, y cada una de las péndolas B C, debe resistir á una tension igual al tercio de esta mitad, suponiéndose el tercio restante dividido en dos partes, referida cada una de ellas al punto inmediato de apoyo A ó A'.

Supóngase que en la figura citada la ditancia A A' es de

20^m; que la anchura del puente sea de 4^m, y que la carga máxima sea de 400^k por metro superficial, componiéndose este número tanto del peso mismo del puente, como de su sobre-carga. Tendrémos, pues, $20^m \times 4^m \times 400^k = 32000^k$. La mitad de este peso se refiere á una de las armaduras, y la mitad restante á la otra: á cada una corresponden, pues, $16,000^k$, y á cada péndola 5,333.

El empuje horizontal B H es suponiendo el ángulo B A A' de 22° 30'.

$$5,333^k \text{ cotg. } 22^\circ\ 30' \ (= 2,414) = 12,875^k.$$

El empuje oblícuo B S sobre la torna-punta B A, es

$$5,333^k \div \text{sen. } 22^\circ\ 30' \ (= ,3827) = ,13936^k.$$

Si en vez de 2 péndolas se suponen 4, la division del peso correspondiente á una armadura se hubiera hecho por el número 5 y hubieran correspondido á cada péndola $3,200^k$.

No estando suspendido el tablado del puente sino apoyado sobre las armaduras, (figura 122) el cómputo se hará en los mismos términos, y se estimará mucho mejor la razon, porque á cada uno de los puntos C, C', se aplica $\frac{1}{3}$ del peso total correspondiente á la armadura, y á los puntos A, A' solamente $\frac{1}{6}$: los 6 paralelógramos en que está dividido el pasamano, marcan los $\frac{2}{6}$ de la presion absoluta y su distribucion.

119.—*Armadura superior é inferior.*—Se vé pues, que la principal division para los puentes de madera y lo mismo de los metálicos, los clasifica en *apoyados* y *suspendidos*, pero como esta última expresion tiene ya un sentido muy determinado para designar los puentes colgados, es mejor adoptar la nomenclatura de *superiores* para aquellos cuyo tablado descansa sobre la armadura, é *inferiores* para los que se hallan pendientes de ellas.

La eleccion de uno ú otro sistema, dependerá de la calidad de la madera por una parte, y por otra de la amplitud que se desee dejar á la corriente. Si la construccion ha de presentar

poca altura, es preferible usar las armaduras superiores, mas si queda sobrada capacidad sobre el rio, es mas oportuna la armadura inferior. Respecto de la madera, debe usarse este último sistema, si el material presenta como la caoba, gran resistencia á la compresion, y corta relativamente á la tension; mas si la madera fuere de pino, que presenta calidades inversas, seria mas oportuna la armadura superior.

120.—*Condiciones de las aspas.*—Volviendo á tratar de las piezas que componen una armadura, y antes de pasar á la análisis de sus funciones, se harán algunas advertencias respecto de las aspas. 1ª Sus piezas no deben ser de tal longitud respecto de su seccion trasversal que puedan sufrir una flexion lateral marcada. 2ª Los intervalos que corresponden á una aspa en las trabes ó cuerdas no deben ser tan considerables que exijan en las últimas un gran espesor ó queden muy dispuestas á la flexion. 3ª Un número considerable de aspas aumenta la rigidez del sistema, pero tambien acrece su peso, por lo que se hacen necesarias mayores dimensiones. Deberá, pues, elegirse un término medio sugerido por dichas consideraciones.

Una armadura presenta las mejores condiciones de solidez si el ángulo de las torna-puntas sobre la horizontal es de 60°; así se habia proyectado en el puente de la Soledad sobre el Xamápan, pero no es extraordinario que tal inclinacion se limite á 45° que fué empleada en aquel puente, y la que presentan los del sistema de Town.

121.—*Observaciones respecto de las trabes.*—Recordándose que el sólido de mayor resistencia presentará enmedio de su longitud la mayor seccion trasversal cuando está apoyado en sus dos extremos, se advertirá que la mayor seccion de las trabes corresponde á su punto medio, y que si se tiene seguridad respecto de él, nada debe temerse por la longitud restante, si en toda ella se tiene una igual seccion. Por consiguiente, la area trasversal se computará estimando el peso total de la construccion uniformemente repartido, y en el medio el ma-

yor peso que pueda pasar sobre ella. Mas no constando de trabes simples los grandes puentes, sino de armaduras cuya altura debe tenerse en cuenta, habria de figurar aquella en el cómputo para obtener el momento absoluto de la fuerza, y oponer la resistencia necesaria, si se siguiese este método para calcular las dimensiones de las piezas.

En un ferrocarril, por ejemplo, se ejercerá la mayor accion cuando un tren ocupa el espacio A D, figura 123, y la locomotriz pasa exactamente sobre D. El peso de los carros del tren puede considerarse como uniformemente distribuido sobre A D, y su centro de gravedad referido á una mitad de aquel espacio respecto del punto de rotacion A. El peso de la locomotriz obrará con toda la longitud de palanca A D. Representándose por p el peso del puente entre A y D; por p' el de los trenes, y el de la locomotriz por p'', y verificando la suma de los momentos tendrémos

$$p\left(\frac{A\,D}{2}\right) + p'\left(\frac{A\,D}{2}\right) + p''\,A\,D = R\,A\,D,$$

significando R la resistencia que debe oponerse á aquella fuerza

Por consiguiente:

$$R = \frac{p + p' + 2\,p''}{2}$$

122.—*Observaciones respecto de las tornapuntas.*—La figura 224 manifiesta exageradamente la deformacion que sobreviene en una armadura á causa de la flexion: se ve en ese diseño que en los tableros ó paralelógramos correspondientes á la medianía de un tramo apenas hay modificacion angular, en vez que hácia las extremidades los ángulos varian considerablemente, por lo que la presion de las tornapuntas directas y la tension de las inversas obran en toda su plenitud. La consecuencia es que las piezas de esta especie correspondientes á las extremidades deben tener la seccion trasversal derivada por las fórmulas del párrafo 96, teniendo en cuenta el peso de medio puente, mas será mucho menor la area trasversal

correspondiente á las tornapuntas próximas al medio del tramo, donde basta que tengan la necesaria para evitar la flexion consiguiente á su posicion oblícua: para esto debe consultarse la modificacion del párrafo 90 debida á la longitud de las piezas, como se verá en el ejemplo al fin de este capítulo.

Tornapuntas prolongadas.—Para que la accion del peso se refiera con mejores condiciones á los puntos de apoyo, se introducen en las armaduras unos puntales de diversos tamaños (fig. 125) D A, D E, que trasmiten directamente á D la presion recibida en A y E: para estar seguros de la construccion los ingenieros norte-americanos no incluyen en sus cálculos la resistencia debida á estos puntales, como tampoco la que debe esperarse de los arcos adicionales embutidos algunas veces en la armadura, bien que se tienen las fórmulas necesarias para su cómputo.

El peso correspondiente al tramo E E', se supone suspendido de estos dos puntos, y conocido este peso tanto por la carga constante como por la extraordinaria, y ademas la oblicuidad de D E y D' E', se calculará (párrafo 96) la seccion trasversal de D E = D E'. El peso correspondiente á A E descarga sobre los puntales D, E y A D que tienen diverso ángulo de inclinacion, y por consiguiente exigirán distinta seccion trasversal, siendo mayor la que corresponda á los puntales de mayor longitud.

123.—*Armadura horizontal.*—La presion mas obvia en los puentes de madera es la debida á la gravedad que se neutraliza por los medios indicados hasta aquí; pero ya se anticipó que hay otra accion debida á las corrientes de viento y mas sensible en los puentes, cuyos costados están cubiertos. Entonces representa una presion que se deriva conociendo la superficie que hiere el viento, la velocidad mayor de este y el peso del aire, ó mas simplemente computando 50^{K} por cada metro cuadrado. Una disposicion de tirantes y aspas á 45° con las pequeñas dimensiones que dará el cálculo bastan para neutralizar la accion del viento; pero si se nota que los para-

lelógramos del medio no sufren gran deformacion por los mismos motivos porque no la resienten en las armaduras verticales, se admitirá confiadamente la invencion de Haupt que consiste en la disposicion indicada en la figura 126: por ella se liberta el medio de la construccion de un gran peso, y la resistencia se opone en los puntos mas convenientes.

124.—*Nomenclatura norte-americana.*—En todo lo expresado hasta aquí ha podido suponerse que por el nombre de trabes, tirantes, tornapuntas, &c., se designa una pieza sola enlazada con las otras por los métodos comunes. Puede hacerse así segun el sistema de Paladio, pero es mas oportuno el inventado por el coronel Long, con cuyo nombre es conocido, y consiste en dividir la seccion trasversal que corresponderia á una pieza en dos ó mas partes correspondientes á otras tantas piezas: así pueden enlazarse las diversas que forman la armadura sin debilitarlas con las profundas ranuras y ensambladuras requeridas para la reunion de las piezas simples. Las diversas secciones de la figura 127 manifiesta las aplicaciones del sistema de Long.

Notando despues Howe la ventaja que se obtendria oponiendo á la tension el fierro, y la madera á la compresion, estableció el sistema de aspas con la segunda, haciendo las péndolas de fierro. A este sistema pertenece el puente de la Soledad sobre el Xamapan (fig. 128).

En adelante se cambió la disposicion establecida por Howe, empleándose la madera para las péndolas y formando las aspas con barras cilíndricas de fierro, y se obtuvo una armadura igualmente resistente y rígida, pero mucho menos pesada, lo que es sin duda ventajoso, así como la integridad de las trabes por no ser necesarias grandes ensambladuras para piezas que se han de oponer á la presion, bastando una ligera entrada para evitar la dislocacion. Los agujeros para el paso de las barras por las trabes apenas disminuyen su seccion trasversal, y el juego de aquellas se impide empleándose los asientos triangulares de la figura 129.

Town introdujo despues su combinacion enteramente original en que la poca resistencia de las piezas pequeñas está compensada con la multiplicacion de ellas. Esta invencion será tal vez la que mas se propague entre nosotros por la facilidad de su construccion, y la de hacer servir piezas relativamente pequeñas: la lámina 15 exhibe en sus varias secciones los diversos cortes de un puente de Town.

Burr, siguiendo la idea primitiva de Paladio, se limitó á las tornapuntas en los puentes pequeños, y en efecto, aquellas con los tirantes ó péndolas y las trabes constituyen las partes verdaderamente esenciales de una armadura (fig. 130.)

Hay todavía otro sistema, el *triangular*, destinado á los puentes de poca abertura que no han de soportar grandes pesos, y consiste como el anterior en la supresion de las tornapuntas inversas, haciendo sus veces el tirante que se arregla oblícuamente en direccion contraria á la de las tornapuntas. El efecto de las acciones combinadas que se ejercen en este sistema, sobre las tornapuntas y los tirantes tiende á hacer avanzar los enlaces superiores hácia el medio de la construccion, y los inferiores hácia los apoyos. La estabilidad pues dependerá absolutamente de la union segura que se establezca en las trabes.

125.—*Arcos de madera.*—En las construcciones de Grubenmann cuya idea muy general se da en la figura 132, se advierte cierta tendencia á la extructura en arco, y lo mismo en otras construcciones de armadura inferior en que el peso del centro se haya distribuido por medio de una sopanda sobre dos tornapuntas que lo trasmiten á puntos sólidos de apoyo (fig. 122). Mas el coronel Emy resolvió de todo punto el problema de una perfecta arquivolta de madera que aplicó á un techo de gran extension; dado este paso era sencilla la aplicacion del método á los puentes, pues solo debia oponerse mayor resistencia á un peso mayor, estando parte de él en movimiento.

Por esta circunstancia, cuando el peso extraordinario se halla sobre una mitad del arco, tiende éste á disminuir allí su

curvatura aumentándola proporcionalmente en el otro semiarco. Es por consiguiente indispensable emplear muchas tornapuntas, que trasmitiendo el peso superior de la vía sobre el arco, impida el levantamiento de éste, pues no podria efectuarse sino venciendo la gravedad del tablado y firme de la ruta. La lámina 13 presenta una construccion en que se ven aplicados varios sistemas subordinados á esa idea principal.

126.—*Verticalidad de las armaduras.*—La accion del viento queda neutralizada por la armadura horizontal, ya debajo de la vía solamente que es lo mas comun, ó ya tambien en la parte alta de una armadura superior, si por ello no se estorba el tráfico cuando, aquella altura se acerca á 5^{m}. Pero se advertirá que si por cualquier motivo, la exposicion á un viento dominante por ejemplo, llega á anunciarse la inclinacion de la construccion hácia un lado, aquellos medios son ineficaces para evitar que el mal continúe.

Se procura impedirlo por un sistema trasversal de armadura que ninguna dificultad presenta cuando el puente es superior, ó lo que es lo mismo, su armadura inferior, pues se tiene entonces libertad para emplear cualesquiera medios de enlace (lámina 13), mas si el puente fuere inferior respecto de las armaduras no puede establecerse en ellas una trabazon que obstaria al tráfico, debiendo emplearse solamente un sistema de puntales que terminarán á la mitad de la armadura, ó la atravesarán segun se ve respectivamente en las figuras 133 y 134 y segun el espacio libre que se requiera.

Para que el pié de los puntales resulte bien apoyado, las vigas trasversales en que aquellos descansen deben prolongarse fuera del frente y ser por tanto de mayor longitud que las otras (fig. 134.)

127.—*Especialidades de construccion.—Altura de las armaduras.*—Teóricamente se ha visto que mientras es mayor la distancia entre las trabes superior é inferior, es mayor la solidez y menor el volúmen de la madera empleada, pero es claro que debe haber un límite fijado no solamente por la dificultad

de ejecucion, sino tambien por la necesidad de evitar el estrago del viento en un armazon alto que le ofreceria una gran palanca: sobrevendria ademas el peligro de que iniciándose por cualquier motivo una inclinacion ligera, el peso superior de la armadura decidiria pronto su caida hácia un lado. Aunque en gran parte se evitará el mal por alguno de los medios propuestos en el párrafo anterior, es mejor esquivarlo que buscarle remedio despues de causado.

Prácticamente se ha establecido la altura máxima de 6^m en las aberturas de gran amplitud, y construcciones que han de soportar el considerable peso de un ferrocarril; pero si no hay una urgente necesidad, no debe pasarse de 5^m, lo que permite el tránsito de cualquier locomotriz, aun cuando se enlacen las trabes superiores de dos armaduras, y se empleen los puntales trasversales de la figura 133.

El límite mínimo, que solo puede emplearse en aberturas muy cortas, debe ser tal que de la superficie de la vía á la extremidad superior de la armadura, haya 1^m, 2 para obtener así un pasamano.

Por lo menos son necesarias dos armaduras para montar un puente, mas cuando ha de ser mucha la anchura de éste, pueden colocarse de modo que no resulten en las extremidades (figuras 2 y 3, lámina 14). Dispuestas así, las viguetas trasversales no necesitan gran dimension por no ser considerable la distancia entre sus apoyos, y en tal caso se reserva el espacio medio para el tráfico de carruajes, y los laterales para el tránsito de los viajeros á pié.

En una ruta muy frecuentada ó cuando se quiere que el puente sea capaz de una doble vía, es mas oportuno usar tres armaduras, una establecida en el medio, y las dos restantes en los extremos, ó muy cerca de ellos si se quiere reservar en ambos lados un pasadizo para el tránsito á pié.

Ensambladuras.—Siendo imposible encontrar piezas de madera que den la longitud requerida, se procede á ensamblarlas, y se cuida de que un ensamble no quede junto á otro en

una trabe. Si ésta se compone de dos séries, los ensambles de una deben corresponder al medio de las piezas de la otra; si fuere compuesta de tres séries, las ensambladuras corresponderán al tercio, y así se arreglarán sucesivamente.

Aunque un ingeniero no se ocupará de la ejecucion de los ensambles, debe conocerlos para dar sus órdenes al jefe de taller, y para determinar la medida exacta de las piezas sabiendo la parte que debe computarse doble por la montadura de ensamble. Al efecto se marcan en la figura 135 los mas usuales de una viga armada.

Barniz del fierro.—En todas partes, pero sobre todo en los países lluviosos, y mas aún en las costas, debe defenderse el fierro de la oxidacion. Como ésta se decide mas fácilmente donde el contacto con el agua es mas prolongado, debe protegerse principalmente el fierro en los puntos en que se une con la madera, porque allí la humedad se perpetúa, y se acelera la descomposicion de la madera misma por la accion del óxido férrico. Debe pues, barnizarse toda pieza de fierro y tratarse de que queden perfectamente llenos con una pasta hidrófuga los huecos inevitables entre el fierro y la madera, ó entre dos piezas de esta última. El mastic del litargirio ó de albayalde con aceite de linaza ó de chia, es bastante para el objeto, y se le dá cierta elasticidad si se emplea el copal en una tercera parte del peso del aceite.

Medidas y espigas del sistema de Town.—Una de las especialidades de él es, como se indicó antes, la ausencia absoluta del fierro, que acaso contribuye por mucho á que, por no deformarse los huecos de las espigas, subsista una notable rigidez. Un puente del ferrocarril de Filadelfia á Reading, presenta aberturas de mas de 22^{m}: sus armaduras tienen de alto 2^{m}, 85; las aspas están formadas con planchas de 30^{ctm} de anchura por 75^{mm} de espesor, cruzándose en ángulo recto, y solo están enlazadas por espigas de encino de 27^{mm} de diámetro. En otro puente construido por Robinson en que las aberturas llegan á mas de 41^{m}, las aspas con 76^{mm} de espesor, solo tienen

la anchura de 254, y las espigas son de 3^{mm} de diámetro. El sistema de aspas es doble como se manifiesta en la lámina 15.

Para defender la extructura de las intemperies atmosféricas, se han forrado estos puentes con tablazon ligera como se indica en aquella lámina; pero fácilmente se advertirá que si tal cubierta es conveniente cuando el puente está situado á gran altura sobre un rio ó en un simple viaducto, puede ser mas bien perjudicial si por hallarse á poca distancia de las aguas abriga incesantemente un aire húmedo.

Proyecto de Haupt.—Este ingeniero ha propuesto una ligera reforma en el método de Town de que dará una idea la figura 136. Consiste en poner vertical una de las barras de las aspas para que desempeñe mas perfectamente el servicio de un tirante, siendo éstos simples, y dobles las tornapuntas que se colocan á ambos lados del tirante.

La modificacion de Haupt combinada con un arco, ofrecerá sin duda alguna gran estabilidad, por lo que ha propuesto la forma indicada en la figura 137.

128.—*Tablado.*—Resta solamente tratar de la super estructura de vía, lo que teóricamente se reduce á estimar la resistencia de las vigas, cuartones y planchas que la formen, atendiendo al *mayor* peso que deben resistir, y á la distancia que divida sus apoyos: en la parte práctica ha de atenderse á que la posicion de la madera sea la mas ventajosa posible; debe pues, evitarse que las fibras de las planchas que forman la última capa, sean paralelas al eje de la vía, para no exponer á los transeuntes y béstias de tiro ó de carga, á contínuos resbalones.

Dando alturas muy ligeramente diversas á los cuartones paralelos al eje de la ruta, puede obtenerse sin ningun trabajo la inclinacion trasversal que toda vía debe ofrecer para la descarga de las aguas: á pocos dias de la construccion quedarán bien amoldadas las planchas á la ligera curvatura que se les dé, y no habrá qué temer el levantamiento de sus extremidades.

En el ejemplo siguiente se verá la aplicacion de las fórmu-

las sobre resistencia de los materiales á todas las consideraciones expuestas hasta aquí.

129.—*Aplicacion de los procedimientos enunciados á un puente de sistema americano.*—Datos en medida métrica é inglesa para resolver por los dos métodos.

Abertura $30^{m} = 98^{pi}, 5 = L = S$.

Peso del puente solo, uniformemente distribuido siendo $1^{ton}, 5 = p$ por metro $= 45,000^{k}$.

Peso mayor que puede obrar en el medio de la construccion $= 1$ locomotriz de $30^{ton} = 30,000^{k} = P$.

Peso accidental sobre todo el puente, considerado por tanto como repartido con uniformidad=1 tren de 4^{ton} (p') por metro longitudinal $= 120,000^{k}$.

$$P + (p + p' L) = 195,000^{k} = 429,000^{lb\ ing} = W.$$

Altura de las trabes $^{m},375 = 15^{pl\ ing} = e'$.

Altura total de las armaduras $3^{m}, 075 = H$.

Vacío entre las 2 trabes $2^{m}, 325 = h$.

Distancia del medio de la trabe superior al de la inferior para emplear la fórmula de Haupt $8^{pi}, 86 = h'$.

Fórmula F dada en la página 191, y combinada con la de las páginas 192 y 242

$$\frac{P\,L}{4} + p\,\frac{L^2}{8} + p'\,\frac{L^2}{8} = \left(H^2 - \frac{h^2}{H}\right)\frac{b\,R}{6}$$

Entre los datos se hallan los valores de H y h; por consiguiente solo se tiene la incógnita b. Si al contrario la suma de anchuras de las trabes fuera la cantidad conocida y se tratase de fijar H y h, dándose á cualquiera de éstas una medida que pareciera oportuna, solo se buscaria la otra.

El valor de p es aproximado, y en todo caso es conveniente suponerlo mas bien exagerado para no tener que rehacer todo el cálculo, como seria inevitable si, resultando grandes secciones trasversales para las diferentes piezas de madera, su cubatura diera un peso mayor que el primitivamente tomado.

Los valores para la aplicación de la fórmula son:

$$\frac{p\,L^2}{8} = \frac{1500^k \times 900}{8} = 168{,}750^k$$

$$p'\,\frac{L^2}{8} = \frac{4000^k + 000}{8} = 450{,}000^k$$

$$\frac{P\,L}{4} = 15000^k + 15^m = 225{,}000^k$$

$$843{,}750^k$$

El término primero del segundo miembro es

$$H^2 - \frac{h^2}{H} = 9{,}45 - 4{,}09 = 5{,}36.$$

por consiguiente

$$\frac{843750}{5{,}36} = 157416 = \frac{b\,R}{6}$$

Siendo el valor de $R = 600{,}000$ para la madera comun (párr. 95), resulta para b

$$b = \frac{6 \times 157416}{600000} = 1^m{,}57.$$

Esta medida que es sensiblemente $=1^m{,}6$ representa la suma de anchuras de las trabes que forman las partes superior é inferior de las dos armaduras: para cada una de éstas se emplearian pues, 80^{cm}, y suponiéndose que se adopta un sistema de 2 trabes simples (fig. 138) a, a, y a', a' en cada cuerda, deberá darse á cada una de aquellas 20 centímetros de anchura.

La fórmula de Haupt para computar *una cuerda* es $\frac{W\,S}{8\,h'}$ derivada de estas consideraciones: la resistencia debe representar una fuerza horizontal igual á la que sostendria una mitad del puente si la otra mitad fuese removida; luego habrá de

ser igual al momento del medio puente. Tal momento es producto de la mitad del peso total, por el brazo de palanca = $\frac{1}{2}$ de la longitud que á dicho peso corresponde y es sensiblemente $\frac{1}{4}$ de la abertura.

La simplicidad con que h' figura, permite reconocer una cantidad muy semejante á la mitad de $H^2 - \frac{h^2}{H}$: por consiguiente servirá la fórmula para computar la mitad superior ó la inferior de la armadura, y si se quisiera calcular el conjunto se emplearia esta

$$2\left(\frac{W}{2} \times \frac{S}{4} \times \frac{1}{h'}\right) = \frac{W\,S}{4\,h'} = \text{Tension horiz.} = T$$

Resuelta con los números del ejemplo en medida métrica, se tendrá

$$\frac{195000^k \times 30^m}{4 \times 2^m,7} = 541666^k = T$$

Haciéndose el cómputo de este modo, se emplea como relacion de resistencia 72^k, 6 por centímetro cuadrado en madera de pino. Dividido T por ese número, se verá que son necesarios 7461 centímetros en la seccion trasversal, y empleando la altura dada de 37, 5 resultará la anchura total mayor que en la fórmula primera, esto es, 1^m, 99.

Con las medidas inglesas se ejecuta brevemente la operacion

$$\frac{429000^{lb} \times 98^{pl}\,5}{4 \times 8^{pl},86} = 1192338_{lb}$$

Siendo la relacion de 1000^{lb} por pulgada cuadrada, se necesitan 1,192 de éstas para la suma de todas las secciones; dividida aquella cantidad por la altura de 15 pulgadas = ^{m},875, se obtienen 79^{pl}, 4 para la anchura total; este número es equivalente á 1^m 992.

De la relacion de 1000^{lb} á 1 pulgada^2 se derivó la de 72^k, 6 por centímetro^2 usada en el cómputo precedente.

Para que sea manifiesta la ventaja de una armadura alta, resuélvase el mismo ejemplo dando á H 5^m, y 4, 25 á h; se obtendrá

$$843750 = 9{,}61 \frac{b\,R}{6};$$

de donde se deducirá

$$b = \frac{87799}{100000} = {}^m{,}88.$$

Por la fórmula de Haupt se deriva

$$T = 636585^{lb}.$$

y supuesta la altura constante de las trabes $= 15^{pl}$, y 1000^{lb} por pulgada, la suma de anchuras es $= 42^{pl}, 4 = 1^m{,}09$ notablemente mayor que b de la operacion anterior.

Como el espesor obtenido es el correspondiente al medio de L, es indudable la seguridad en cualquier otro punto; mas debe recordarse que en las trabes *armadas* ó compuestas de varias piezas, se suponen nulas las que corresponden á las juntas, y por esto en la práctica ha de aumentarse el número obtenido para b, en $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{4}$,.... segun que sean 2, 3, 4.... las piezas que sumadas dén la anchura ó la altura de la trabe.

Los ingenieros norte-americanos omiten este aumento que suponen compensado con la resistencia de las aspas de que no se ha hecho mérito en las fórmulas. En los puentes de Town tal resistencia adicional es en efecto mayor que la necesaria á la compensacion.

Llevando el valor numérico de b hasta $1^m{,}2$ se habrá añadido poco mas de $\frac{1}{3}$, y á cada una de las dos trabes en las dos armaduras, corresponderán 30^{ctm}.

Si cada trabe consta de 3 piezas paralelas y ligeramente separadas para que por los espacios intermedios pasen los tirantes, cada pieza tendrá el espesor $b' = 10^{ctm}$. Sin embargo, tan exigüa anchura solo seria aceptable en el sistema de Town.

Al hacer uso de la fórmula F (pág. 191) se ha empleado en

las expresiones del primer miembro $\frac{p L^2}{8}$ para el peso uniformemente repartido, y $\frac{P L}{4}$ para el peso que obra en el medio, porque allí L se refiere á la mitad de la longitud absoluta que es la parte que se considera empotrada, mientras que en la aplicacion que se está haciendo, L representa la longitud total $= m + n$.

Resolviendo la misma fórmula para indagar la seccion cuadrada de las traviesas ó durmientes se estimará la mayor carga P' en el instante en que dos ruedas conductrices de una máquina se hallan sobre la pieza, lo que representa casi $\frac{3}{8}$ del peso absoluto, dando $\frac{1}{4}$ al *avantren*, y suponiendo dos pares de ruedas de conduccion. No estando en el medio el punto de apoyo, puede calcularse como uniformemente distribuido, y así se tendrá

$$\frac{P' L}{8} = \frac{11250 \times 4^m}{8} = 5625 = \frac{R\, h^2}{6}$$

Generalmente R figura por menos de $\frac{1}{10}$ de la carga de ruptura: mas como en un puente de ferrocarril los rieles con largueros ó aun sin ellos, distribuyen la presion, puede emplearse el coeficiente que corresponde á $\frac{1}{5}$, y así resultará

$$h^2 = \frac{33750}{1200000} = ,0281 \qquad h = {}^m,3$$

Pocas veces se ha llegado en Norte America á emplear cuadrados de esta dimension, aun pasando la anchura del puente L, de la medida equivalente á 4^m.

Las péndolas se calcularán mas sencillamente; su mayor accion se ejerce cuando por estar flojas las dos adyacentes, deben soportar el peso que corresponde á 2 tableros ó tramos; aquel llevado á su valor máximo, se compone de la locomotriz íntegra y del peso del puente relativo á la longitud de $6^m,4$; se tendrán pues, $30^{ton} + 9,^t6 = 39600^k$, que dividiéndose entre

las 2 armaduras importan para una sola 19800. Aun cuando no fuesen las péndolas de madera muy resistente, ni estuviera disminuida la accion del peso, porque la trabe lo soporta en su mayor parte, se tomarian para coeficiente de traccion 50^k por centímetro cuadrado (pág. 187), y la seccion trasversal será sensiblemente de $400^{\text{cmt cd}}$, formada por consiguiente, por lados de á 20^{cm}.

La tornapunta de un tablero no recibirá mas compresion que la representada por los 19800^k que la péndola ó tirante haya trasmitido á la trabe superior, pero recordándose que la resistencia de este género decrece con la inclinacion (pár. 96) ó lo que es lo mismo, que la seccion trasversal de la pieza debe aumentarse para que ofrezca igual resistencia á la de un poste vertical, se comenzará por computar el exceso de aquella dimension.

Puede obtenerse el ángulo de inclinacion, pero es mas llano (supuesto que se conoce la base del paralelógramo $= 3^m,8$; su altura $= 4^m,25$, y que debe computarse la diagonal $= 5^m,32$) derivar el coeficiente igual á la diagonal dividida por la altura: resulta pues

$$19800 \frac{5,32}{4,25} = 24789^k$$

La seccion se arreglará á esta cantidad, y empleando por carga de 1^{ctm} (párr, 90) al $\frac{1}{10}$ de ruptura 40^k, se necesitarán 620 centím. cd: si se suponen 30 de anchura á las piezas de madera muy resistente, se obtendrán 21 para el espesor.

Hogdkinson ha deducido de sus muchos experimentos una fórmula en que representándose por l la longitud de la pieza *en decímetros*, por a su anchura y por b su espesor, ambos en centímetros, y empleando por el coeficiente k un número variable segun la naturaleza de la pieza, funcionan así todos estos elementos

$$\text{Seccion en cent.} = \frac{a\,b^3}{l^2}\,k$$

Los coeficiente son respectivamente

Material.	Encino fuerte.	Encino débil.	Sabino y pino rojo.	Pino claro ciprés comun.
k	2565	1800	2142	1600

refiriéndose estos números á las cargas de ruptura, solo se tomará $\frac{1}{10}$ para las aplicaciones.

Usando aquella fórmula resultará

$$24789 = \frac{30^{ct} \times b^3}{1806} 200 \qquad b = 19^{ct},6;$$

espesor muy poco menor que el obtenido anteriormente.

Si las piezas verticales de madera no obrasen como péndolas ó tirantes, sino como postes que solo sufririan presion, dándose la tension á las aspas hechas con fierro, resultaria para la seccion de los postes $19800^k \div 40 = 495^{ctm}$; siendo 40 el coeficiente de compresion. A 30^{ctm} de anchura corresponderán 16,5 de espesor, ó se obtendrá area igual con las dimensiones 25 y 20^{ctm}.

Los tirantes de fierro se calcularán tomando el coeficiente 600: la area trasversal será pues de 33^{ctm}, y el diámetro de 6,5.

CAPITULO V.

PUENTES DE FIERRO.

Las pequeñas dimensiones á que estaba antiguamente limitada la elaboracion de aquel metal mantenia restringido su uso, que fué extendiéndose segun se adelantó en las invenciones mecánicas: estas exigieron piezas de tamaño extraordinario, y obligaron á inventar á su vez nuevos modos de fabricacion y de fundicion. Aumentado el empleo del metal, creció tambien la explotacion de sus minas, y esto como en todas las transacciones mercantiles hizo bajar el precio. Entonces pues, pudo emplearse el fierro en construcciones, á las cuales no se habia aplicado antes, y tanto por la facilidad de obtener grandes piezas como por su baratura relativa y por los adelantos que ha hecho recientemente la ciencia del ingeniero, se ven ya muchos puentes exclusivamente construidos con aquel metal.

Las piezas de fundicion, capaces de una resistencia á que ninguna roca puede llegar, se han empleado para las obras de construccion semejantes á las de mampostería: el fierro estirado ha servido para desempeñar las funciones de la madera en ciertas piezas de los puentes, que entonces presentan una forma análoga á las construcciones de aquel material. El fierro laminado de grandes dimensiones ha contribuido á crear un nuevo sistema, el de los puentes tubulares, con el que se han salvado aberturas que no podrian franquearse sino con puen-

tes suspendidos, mas obteniéndose la rigidez y seguridad que en estos no puede conseguirse.

131.—*Puentes de fierro fundido.*—Las condiciones de este sistema son las mismas de un puente de piedra, y por consiguiente los resultados teóricos deben deducirse de las hipótesis consignadas ya sobre aquella especie de construccion. Una diferencia muy notable hay sin embargo, y que por supuesto se ha tenido presente en los proyectos de puentes de fierro: consiste en la gran diferencia de la resistencia á la presion que ofrecen una piedra y un metal. En el ferrocarril de Aviñon á Marsella, las dimensiones se han arreglado de suerte que á cada milímetro cuadrado correspondan $3^k,36$ de carga absoluta: en el ferrocarril de Leon la carga es de 2^k81 y en el puente de Austerlitz en Paris aquel valor llega á 4^k40 por milímetro cuadrado; mas debe advertirse que este último puente que pasa ya de 45 años, ha exigido numerosas reposiciones en sus detalles cerca de las impostas.

Conocido el peso de un puente y el de su sobrecarga es fácil derivar la seccion trasversal que ha de estar representada por la suma de las secciones correspondientes á las diversas piezas. El primer cálculo no puede dar un resultado preciso, pues que se habrá supuesto al puente un peso arbitrario que acaso difiera mucho del que se deduzca de la seccion trasversal obtenida, mas rehaciendo el cómputo se llegará á una aproximacion bastante en la segunda operacion, y en la tercera puede obtenerse un resultado satisfactorio.

Pero todavía quedará por fijar la forma mas conveniente á las piezas que representarán las dovelas porque puede elegirse como en el puente de Austerlitz la forma adovelada comun formando un esqueleto que represente las seis aristas de la dovela, ó adoptarse el sistema anular de Polonceau ó alguna otra combinacion análoga.

En todo caso los arcos deben ser mas de los dos que corresponden á los frentes para que sobreviniendo cualquier ruptura en uno de ellos queden en número bastante para sostener la

construccion y hacerse la reposicion parcial. La mayor distancia entre los arcos es de 2m80 en el puente del Carrousel, pero lo mas comun es que medien de 1m30. á 1,50 entre dos arcos. Es claro que el número de estos dependerá de la anchura del puente, pero el mínimo debe ser de cuatro.

Para la facilidad de las reposiciones se reunen todas las piezas con tornillos que han de manejarse por arriba; y á fin de que las vibraciones del tráfico no obren en toda su intensidad sobre los arcos, es conveniente que el tablado sea de madera, ó si á lo largo de 2 arcos se pone una bóveda ligera de mampostería, sobre ella se tenderá una capa de arena debajo del firme para que se distribuya la presion y la vibracion se amortigüe. Ahora solo se emplean los puentes de este sistema para aberturas pequeñas, limitándose en los ferrocarriles á las de 8m, prefiriéndose para los grandes espacios el fierro forjado.

132.—*Puentes mixtos.*—Es fácil sustituir el fierro en grandes barras de gran seccion trasversal á las piezas de madera en la extructura de un puente, guardando las dimensiones y relacion de las piezas que forman una armadura de madera: solo habrá que cambiar las secciones trasversales en cuanto á su forma y dimension, y aun pueden emplearse las dos variedades del metal, supuesto que la parte superior de la armadura debe resistir por su compresion y la inferior oponiéndose á la tension. En la lámina 16 se ve un ejemplo de esta combinacion imaginada por el ingeniero Whipple para un puente con la vía principal el medio y dos laterales hacia fuera de las armaduras. Allí se ven algunos de sus detalles y entre ellos el sistema para mantener tirantes las aspas horizontales. Los anillos muy prolongados ó eslabones que representan la trabe inferior, podrian tal vez sustituirse por una sola barra que presentará dos anillos en las extremidades. Así seria menor el peso y el costo de ellas, y se obtendria mayor estabilidad, habiéndose hecho ya este mismo cambio en el puente suspendido de Friburgo donde la cadeneta se habia formado con anillos iguales á los de Whipple.

Seria tambien mas oportuno que fuera del todo punto recta la línea que forman todos estos eslabones porque es evidente que dilatándose por el calor ó cediendo á un gran peso deben bajar, tanto mas cuanto que la línea horizontal es mas corta que la curva, y los anillos no encontrarán oposicion para deslizarse sobre las espigas de suspension *a' a'*. Todo el peso resulta soportado por el arco fundido *a b c d* y es sorprendente que la seccion trasversal en *d* cargue todo el peso, teniendo solamente poco mas de 12 pulgadas inglesas, esto es 78^{cmq} cuadrados, y sin embargo á razon de 400^{k} por centímetro, carga menor de la que soporta el puente de Austerlitz, representa en las dos armaduras resistencia á 62,400^{k}. Este puente, que tiene mas de 22^{m} de abertura, está construido sobre el canal que desagua en el lago Erie.

Los rieles en U aparedados y de modo que las juntas resulten cruzadas, han servido perfectamente para sustituir la madera, pues exhibiendo su seccion la forma casi circular hueca y las dobles costillas formadas por los asientos de riel, ofrecen la gran solidez debida á estas combinaciones, y puede erigirse una construccion con los rieles no aceptables ó degradados de un ferrocarril. Así se han construido varios puentes en el Norte, y tambien en Europa, donde se les ha dado la configuracion de un puente de celosía.

133.—*Puente del rio Harper.*—(Fig. 139). Esta construccion que se halla en el ferrocarril de Baltimore al Ohio, tiene cerca de 88^{m} de abertura, siendo sus principios análogos á los del puente anteriormente descrito: la parte superior de cada armadura representa una trabe de fundicion, hueca y compuesta de partes de 4^{m},73 de longitud, estando redondeadas las superficies de contacto para evitar en las pequeñas é inevitables flexiones del sistema, los esfuerzos oblícuos: cada juntura se halla sobre el capitel de una ligera columna fundida, cuyo pié se encadena con cada una de las extremidades de la trabe hueca por un tirante de fierro, de varia longitud é inclinacion conforme á la distancia de cada columna. Del pié de

éstas están sostenidas por grandes tornillos las vigas del tablado.

El peso que obra al pié de cada columna es trasmitido por los tirantes de fierro á los dos puntos de apoyo: las presiones horizontales que resultan por la inclinacion de los tirantes, se equilibran por el intermedio de la trabe superior, que así no sufre mas que la compresion. Para el caso de un accidente se cuenta con la reserva de las aspas, y á fin de apoyar las extremidades de la trabe, hay unas ligeras construcciones de mampostería que bastan al efecto, pues que no deben resistir como en los puentes suspendidos, una considerable tension.

134.—*Puentes de fierro forjado exclusivamente.*—Esta especie ha dado lugar á muy diversas combinaciones, como ya se ha dicho, y todas se refieren á la armadura de los puentes de madera. Es bastante conocido el de Offemburgo destinado á dos vías y compuesto por tanto de tres armaduras.

La lámina 15 exhibe el puente construido por Macneill en el ferrocarril de Dublin á Drogheda, que presenta un carácter verdaderamente monumental.

Esta construccion y sus análogas, pueden computarse respecto de su resistencia, siguiéndose la marcha que se ha visto respecto de los puentes de madera, empleando solo otro coeficiente que puede llevarse hasta 6^k por milímetro cuadrado de seccion.

Otras veces se disponen trabes rectas formadas con planchas de fierro laminado unidas con escuadras, que se fijan por medio de roblones ó estoperoles, resultando un paralelógramo hueco. Fácilmente se concibe la desconfianza que inspirarán estas trabes cuando haya pasado mucho tiempo despues de su construccion, si presentan una capacidad interior tan pequeña que no puedan reconocerse frecuentemente para hacer reposiciones parciales.

Por esto es preferible la forma en doble T, compuesta de tres planchas, la mayor de las cuales, esto es, la vertical, se llama *alma*, y las horizontales costillas ó *flanges*: las tres pie-

zas se encadenan por medio de cuatro escuadras y roblones ó tornillos, poniéndose aquellas á junturas alternadas con las almas (fig. 140). Suponiendo de igual longitud todas estas piezas, acaso bastaria para tramos pequeños poner la juntura de las escuadras á $\frac{1}{3}$ y las de los flanges á $\frac{2}{3}$ del alma, y alternándose en ambos lados. En las grandes aberturas es necesario interponer normalmente á la trabe ó arco, una plancha, cuya anchura sea igual á la de los flanges, ó emplear una doble escuadra para que las dos alas que están en el mismo plano aseguren dos almas contiguas, sirviendo de flange radial el plano medio de la doble escuadra.

Una disposicion análoga á la que acaba de describirse permite dar á las almas el corte que requiera el intrados de un arco como se ha hecho en el Puente nuevo de Arcole.

135.—*Puentes tubulares.*—Fácilmente se concibe despues de lo dicho en el párrafo anterior, y recordándose la solidez de un paralelepípedo hueco, que haya ocurrido á un ingeniero la idea de aprovechar esta forma, llevada á grandes dimensiones para salvar considerables espacios. Se tenian en efecto las noticias y diseños de los puentes de Grubenmann, hechos con madera, y no podia ser dudoso el éxito con la sustitucion del fierro.

El primer puente tubular fué construido en Boston, teniendo su figura elíptica 8 piés de altura, y en el eje pequeño 4,2 sobre una abertura de 120 piés. Indudablemente el constructor estimó la enérgica compresion que debia sufrir la parte alta, pues colocó allí una barra longitudinal. La extrema rigidez de este puente parece que sugirió á Stephenson la idea de su atrevida construccion sobre el estrecho de Menai.

136.—*Puente tubular de Britania.*—Mientras este célebre ingeniero en compañía de Brunell hacia experiencias con tubos cilíndricos para la ereccion de aquella obra, el ingeniero americano Millholland prescindiendo de la seccion curva, habia concluido su puente hueco rectangular en el ferrocarril de Baltimore y Susquehanna: así fué que no encontrando Stephen-

son en los tubos cilíndricos las ventajas que se habian esperado teóricamente, adoptó en lo general la forma de Millholland, modificándola sin embargo muy científica y ventajosamente.

En vez de hacer dobles los costados que no imponden el mayor esfuerzo, duplicó el fondo y la cubierta, donde se ejerce respectivamente una traccion intensa y una poderosa presion.

De las observaciones de Stephenson y Fairbairn en sus multiplicadas experiencias resultó comprobado que la relacion de la seccion trasversal de la cubierta debe ser á la del fondo como 5 á 3, y que la forma mas resistente en ambas partes, es la de tubos ó secciones cuadrangulares huecas, equivalentes á aquellos. Weisbach sin embargo, cree que no debiendo plegarse el fierro del fondo, no es la forma tubular la mas conveniente allí; y que la relacion expresada de 5: 3 mas bien que como absoluta, debe tenerse como respectiva á la forma particular de celdas adoptadas en los experimentos.

Siendo una gran mole metálica capaz de muy sensible aumento ó diminucion por las oscilaciones de temperatura, debe facilitarse el desliz sobre los apoyos, á lo que atendió Stephenson por medio de rodillos de fierro, cuyos muñones entran á lo largo de dos barras laterales, siendo todos de igual diámetro para ejecutar igual rotacion. Se hundirian si estuviesen colocados sobre cualquier roca; asientan pues sobre sólidas planchas de fierro fundido *f, f*, de 12 piés de largo, por 6 de ancho y 8 pulgadas de espesor. (Véase la figura 141).

Del mismo modo que las piedras de los machones, podrian tambien comprimirse las extremidades del puente en su contacto con los rodillos: intermedian pues otras placas del mismo material, longitud y anchura que las inferiores, variando solo en el espesor que es de 4 pulgadas.

Las medidas principales del puente son estas:

Longitud absoluta comprendidos los machones — 561m 30cm.

Peso de la mitad del puente, esto es, de un tubo solo — 5.400,000k.

Altura sobre la marea alta — 30m.

Número de celdas en el fondo y la cubierta — 6 y 8.

Espesor del fierro laminado en los costados del medio — 13^{mm}.

Espesor de los mismos costados en las extremidades — 15^{mm}.

Longitud de las láminas empleadas en ellos 1,^{m} 20 á 2,40.

Su anchura — 60^{ctm}.

Altura de las celdillas superiores é inferiores — 525^{mm}.

Anchura de las superiores — 506^{mm}.

— — inferiores — 687^{mm}.

Altura del tubo inclusas las celdillas: en el medio 7^{m}, 65; en las extremidades — 6^{m}, 68.

Anchura incluyendo el espesor de los costados — 4, 20.

Precio total por metro de longitud — 8,000 pesos.

El ingeniero aleman Lohse, para fundar un proyecto de puente sobre el Rhin en Colonia, hizo experimentos sobre la resistencia del fierro en aspas para formar una armadura de celosía. Empleó barras de seccion trasversal simplemente paralelográmica, y suponiendo como carga segura y de práctica ¼ de la de ruptura, formó una tabla en que por el nombre de *cruzamiento* designó los remaches intermedios sin contar los dos de las extremidades que son indispensables para fijar una barra trasversal á las trabes superior é inferior. Parece oportuno para terminar este capítulo, insertar la tabla indicada.

Relacion de la longitud á la menor seccion trasversal = 1	Barras sin remache intermedio.	BARRAS.		
		Con 1 cruzam.	Con 2 cruzam.	Con 4 cruzam.
	k	k	k	k
42,5		510	352	
85	240	309		
113			327	
136	159	268	313	378

Estas cargas se refieren á 1 un centímetro cuadrado.

Si la seccion del fierro empleado no fuere la de un paralelógramo sino cualquiera otra, cuya fórmula se haya dado al

tratar de la resistencia de los materiales, su coeficiente podrá derivarse por la proporcion que dén las dos fórmulas del paralelógramo simple y el hueco por ejemplo, suponiéndoles una misma cantidad en la area de la seccion trasversal, siendo el tercer término un coeficiente tomado de la tabla anterior.

CAPITULO VI.

PUENTES SUSPENDIDOS.

137.—*Noticias históricas.*—Es singular entre los hechos científicos que sea necesario describir aquí como invencion desconocida la extructura de los puentes colgados, idea indígena revelada á Europa por el P. Acosta. Su noticia quedó sin embargo perdida, lo mismo que la que habia dado el P. Kircher respecto de la China, donde igual invencion contaba mucho tiempo de antigüedad, y fué preciso que Lacondamine describiera nuevamente los puentes peruanos de *totora* ó junco, para que aquel sistema fuera ensayado en Europa.

A la mitad del siglo pasado se construyó en Inglaterra el primer puente suspendido sobre el rio Tees con cadenas de fierro ancladas por ambos lados entre las rocas. Segun Hutchinson, su altura era de sesenta piés, su longitud de setenta, y su anchura de dos, con pasamano por un lado solamente, y segun lo restante de la descripcion, parece que el tablado descansaba sobre las cadenas mismas: pertenecia por consiguiente al sistema primitivo de los chinos, los peruanos y los totonacos.

La invencion moderna en la cual se emplea la parábola ó curva catenaria para suspender de ella el puente propiamente dicho, es tambien americana, y segun Pope, arquitecto de Nueva-York, el año de 1811 habia en los Estados-Unidos

ocho puentes construidos segun el nuevo sistema, cuya patente data de 1808, habiéndose construido en el año siguiente sobre el Merrimak un puente de un solo tramo con 240 piés de distancia entre los pilares.

En 1813 se tendió en Inglaterra sobre el Twed el primer puente de esta especie, y en adelante se difundió el sistema por diversas partes de Europa, habiéndose ensalzado mucho al principio, y por consiguiente despreciado con exceso despues, sobre todo en Francia, á causa de unas observaciones publicadas por Mr. Cordier.

Segun este ingeniero, los puentes suspendidos son inferiores no solamente á los de piedra sino aun á los de madera; lo que en efecto es exacto de un modo general, mas no precisamente por algunos de los motivos que asigna aquel escritor, pues considera como defectos: 1º Que su sistema no sea nuevo, porque supone que los franceses ó italianos los habian empleado antiguamente. 2º Que no hay dificultad vencida, porque bastan los principios de Geometría y Estática para su construccion, sin que sea necesario ocurrir á las Matemáticas trascendentes, lo que en verdad constituye un fútil argumento de cátedra. 3º Por carecer de un carácter monumental, lo cual ciertamente no puede ser objecion séria cuando el objeto directo de una construccion es la utilidad pública de la generacion viviente. 4º Por su poca solidez y duracion, razon de todo punto fundada, y finalmente, 5º Porque no ofrecen economía en su concepto, los puentes suspendidos, lo cual no es exacto en nuestra época ni respecto de todos los países.

Posteriormente el ingeniero en jefe de puentes y calzadas Mr. Mary, ha calificado de admirable este sistema de construccion, y ha acabado de rehabilitarlo la ereccion del célebre puente sobre la catarata de Niágara, sin embargo de estar aplicado allí á una vía férrea, en las cuales su adopcion será siempre comprometida. En los caminos comunes presentarán apreciables ventajas, principalmente porque las piezas para su construccion pueden transportarse fácilmente desde distan-

cias considerables, y montarse por lo mismo en comarcas, como algunas de México, donde apenas puede contarse con elementos artísticos é industriales.

La poca solidez de estas construcciones puede depender tanto de la oxidacion del metal, como de las mismas dimensiones de las partes resistentes: en adelante se dirá el modo de precaver el primer inconveniente, y en cuanto al segundo, será oportuno emplear en las diversas piezas secciones trasversales mayores que las obtenidas por las fórmulas.

La teoría de estas construcciones se funda en las propiedades de un polígono funicular, al cual se reduce la curva catenaria, pasando ambos á la parábola si el polígono se supone compuesto de una infinidad de lados pequeños y cargado con un número infinito de pesos suspendidos á distancias iguales de la proyeccion horizontal. Generalmente se considera como catenaria la curva que forma un cable fijado por sus extremos, y por consiguiente á ella se refiere la forma de un puente suspendido cuando solo sufre la tension de su propio peso igualmente distribuido, mas si se añade una carga accidental que no tenga la misma uniformidad en su accion, la curva afecta la forma parabólica: en atencion á ello se siguen para la construccion de los puentes suspendidos las fórmulas referentes á la parábola que apenas difieren de las concernientes á la curva catenaria.

Es pues oportuno recordar algunas de las propiedades de ambas curvas antes de poner las fórmulas relativas á este sistema de construccion.

128.—*Fórmulas analíticas.*—En un polígono funicular de donde dependen diversos pesos, la suma de las fuerzas ó tensiones verticales en ambos puntos de suspension, es igual á la suma de los pesos suspendidos. Por consiguiente, si en cada lado de un puente están apoyados dos cables, cada uno de los cuatro puntos de apoyo, recibirá $\frac{1}{4}$ de la presion vertical correspondiente á la totalidad del peso sostenido por los dos cables. En la notacion empleada en este párrafo, se designará

por P esta fuerza vertical correspondiente á un lado de la curva; 2 P designará el peso total de un tramo y la carga accidental que debe llevarse en cuenta.

La tension horizontal en un extremo es igual y directamente opuesta á la tension horizontal del otro. La tangente en el punto de apoyo ó suspension del cable, marca evidentemente la direccion de la fuerza ó tension total: conocida pues la direccion é intensidad de la fuerza vertical, sabiéndose que debe formar un ángulo recto con la horizontal, y formando el paralelógramo de estas fuerzas, podrá tenerse la medida exacta de la tension horizontal H, y de la absoluta S, que se ejerce en los puntos de suspension. (Fig. 142).

La tangente parabólica se obtiene resolviendo la fórmula.

$$\text{Tang. } \alpha = \frac{2\,a}{b} = \frac{2\,x}{y}$$

La tangente correspondiente en los mismos términos á una curva catenaria, difiere muy poco de la tangente parabólica siendo su espresion

$$\text{Tang. } \alpha = \frac{2\,x}{y}\left[1 + \frac{1}{3}\left(\frac{x}{y}\right)^2\right]$$

La tension horizontal podrá ya estimarse representándola por

$$H = P \text{ cotang. } \alpha$$

La tension absoluta será $S = \sqrt{P^2 + H^2}$

Pero siendo molesta para calcularse esta expresion, es mas oportuno emplear su equivalente

$$S = P\sqrt{1, + (\cot.\ \alpha)^2}$$

189.—*Longitud de los cables.*—Todavia no hay una fórmula en la Geometría analítica para estimar rigorosamente la longitud de un arco parabólico, pero los de esta especie en la proximidad del vértice, lo mismo que los de una curva cate-

naria, son sensiblemente iguales á un arco circular, y pueden por tanto obtenerse por la ecuacion del círculo $y^2 = x(2r - x)$.

Si se designa por s la longitud de un arco pequeño $A\ C$, (fig. 143) por x la abcisa $C\ M$, y por y la ordenada $A\ M$, se tendrá $A\ K = C\ K$, y este rádio se derivará de la fórmula anterior, haciendo

$$r = \frac{y^2}{2x} + \frac{x}{2},$$

Pero siendo muy pequeño el segundo término respecto del primero, puede reducirse la expresion á

$$r = \frac{y^2}{2x}$$

Llamando z al ángulo $A\ K\ C$, se obtendrá su arco por la série trigonométrica.

Arco z = sen $z + \frac{1}{6}$ sen $z^3 + \frac{3}{40}$ sen $z^5 + \ldots$ que basta desarrollar en sus dos primeros términos, y como el seno del ángulo $z = \frac{AM}{MK} = \frac{y}{r} = \frac{2x}{y}$, sustituyendo con esta última expresion tendrémos

$$z = \frac{2x}{y} + \frac{1}{6}\left(\frac{2x}{y}\right)^3 = \frac{2x}{y} + \frac{4}{3}\left(\frac{x}{y}\right)^3$$

Mas el arco $A\ C = s = r\,z = \frac{y^2}{2x}\,y$; por consiguiente,

$$s = y + \frac{2}{3}\frac{x^2}{y} = y\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{x}{y}\right)^2\right]$$

Cuando los puntos de suspension no se hallan en la misma línea horizontal, el cual caso se presenta en la figura 142, no resultará el vértice de la curva en la medianía de la cadena, y

las extremidades de ésta presentarán diversas inclinaciones. Si se designan las coordenadas $A\ C$ y $B\ C$ por a y b; las otras coordenadas $A\ F$ y $F\ D$ por a' y b', y ademas la distancia total $B\ E$ por s, y la diferencia $D\ E$ por h, tendrémos

$$h = a - a' \qquad s = b + b' \qquad \frac{a}{a'} = \frac{b^2}{b'^2}$$

Por consiguiente, podrán deducirse de h, s y a, las cantidades restantes, resolviendo las siguientes expresiones:

$$a' = a - h \qquad b = \frac{s}{1 + \sqrt{\frac{a'}{a}}} \qquad b' = s - b = \frac{s}{1 + \sqrt{\frac{a}{a'}}}$$

Los ángulos de inclinacion α y α' se conocerán por

$$\text{tang. } \alpha = \frac{2\,a}{b} \qquad \text{tang. } \alpha' = \frac{2\,a'}{b'}$$

La longitud de las dos partes de la cadena $A\ B = l$, y $A\ D = l'$ será respectivamente

$$l = b\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a}{b}\right)^2\right] \text{ y } l' = b'\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a'}{b'}\right)^2\right]$$

140.—*Tirantes.*—Por medio de la ecuacion de la parábola referida á su vértice, $x = \frac{y^2}{b^2}\,a$, puede deducirse la longitud relativa de cada tirante ó barra de suspension, si préviamente se elige la distancia que deben guardar $= e$, ó lo que es lo mismo el número $= n$ que ha de haber en la longitud $B\ C = b$: será pues $n = \frac{b}{e}$; y si en la ecuacion expresada se sustituyen por y los valores $0, e, 2e, 3e, 4e \ldots$, se obtendrán para las longitudes de los tirantes

$$0,\ \frac{e^2}{b^2}\,a,\ \frac{4\,e^2}{b^2}\,a,\ \frac{9\,e^2}{b^2}\,a \ldots\ldots$$

ó para hacer mas comodamente las operaciones.

$$0, \quad \frac{a}{n^2}, \quad \frac{4a}{n^2}, \quad \frac{9a}{n^2}, \quad \frac{16a}{n^2} \ldots\ldots$$

de donde se deduce la forma aptísima para el cálculo

$$0, \quad 1\frac{a}{n^2}, \quad 4\frac{a}{n^2}, \quad 9\frac{a}{n^2}, \quad 16\frac{a}{n^2} \ldots\ldots$$

La cual permite emplear la constante $\frac{a}{n^2}$ como factor de los cuadrados correspondientes á la série numérica comun, los que se hallan computados en cualquier coleccion de tablas, pudiendo tambien deducirse de ellas los relativos á la série fraccionaria de que vá á tratarse.

Se habrá notado que la fórmula anterior se aplica al caso en que la extructura del puente exija un punto de suspension en el vértice de la curva, y por lo mismo habrá de modificarse cuando allí corresponda la medianía de un espacio.

Entonces los puntos de suspension estarán representados por la série

$$\frac{,5^2 a}{n^2}, \quad \frac{1,5^2 a}{n^2}, \quad \frac{3,5^2 a}{n^2} \ldots\ldots$$

ó lo que es lo mismo.

$$,5^2 \frac{a}{n^2} \quad 1,5^2 \frac{a}{n^2} \quad 2,5^2 \frac{a}{n^2} \quad 3,5^2 \frac{a}{n^2} \ldots\ldots$$

ó se procederia por los cuadrados de los números impares porque se considerase la distancia e dividida en dos partes que á su vez se estimarán como unidad íntegra para obtener mas fácilmente los cuadrados: esto dará la expresion

$$\frac{a}{(2n)^2}, \quad 9\frac{a}{(2n)^2}, \quad 25\frac{a}{(2n)^2}, \quad 49\frac{a}{(2n)^2} \ldots\ldots$$

141.—*Longitud de una línea poligonal.*—Tambien debe notarse antes de pasar adelante, que si en vez de calcular la longitud de la curva parabólica se quisiera estimar la de los diversos eslabones que forman un polígono funicular, sus dimensiones pueden derivarse por el cateto horizontal e, y el vertical, representado por la diferencia de las dos barras adyacentes, pues se tendria en efecto un triángulo rectángulo en que la hipotenusa ó longitud del eslabon seria

$$h = \sqrt{e^2 + (x - x')^2}$$

Lo mas comun es, sin embargo, calcular la longitud de la curva, aun cuando la cadena de suspension no se componga de cables sino de barras rígidas.

Al hacer un cómputo de este género, no debe olvidarse que las fórmulas anteriores dan las longitudes de los tirantes contadas desde el punto matemático de contacto; por consiguiente, en las operaciones prácticas deben añadirse 4 ó 6 centímetros á cada barra de suspension para ejecutar los enlaces y trábazones que se requieran.

142.—*Correccion para evitar la horizontalidad longitudinal.*—Tambien es conveniente consignar la circunstancia de que para proteger en estos puentes la descarga de las aguas, se les dá cierta altura de nivel en la parte media respecto de las extremas. Esto equivale á formar una parábola inversa, de flecha pequeñísima, en que las abcisas pueden estimarse como en la parábola principal, y restarse aquellas de la longitud absota que se hubiere computado para los tirantes. Este cálculo podrá evitarse disminuyendo la longitud de los cables, obtenida por la fórmula general, en la pequeña cantidad que baste á dar la flecha requerida, lo que es fácil calculando separadamente las dos longitudes, con dos valores de a,

$$l = b\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a}{b}\right)^2\right] \quad \text{y} \quad l' = b\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a'}{b}\right)^2\right]$$

en que l' indica la longitud corregida, habiéndose empleado como flecha $a' = a$ — la diferencia del nivel del centro á la extremidad del puente. Tal procedimiento no desagrada á Mr. Mary.

143.—Si al conocimiento de las fórmulas anteriores se añade el de la carga que prácticamente se dá á las cadenas y tirantes, podrá procederse al cómputo de un puente suspendido.

El peso de ruptura del fierro forjado de las cadenas, se estima en 40 kilógramos por milímetro cuadrado de seccion: la carga á que se someten los puentes es de 12 kilógramos. El alambre de fierro se rompe con la tension de 60 kilógramos, y su carga práctica se reduce á 18. Por lo que hace á los tirantes que deben sufrir inmediatamente la vibracion y aun los choques de los carruajes, será mayor su dimension, computando su resistencia en 3 ó 4 kilógramos por milímetro cuadrado de seccion.

Se procederá, pues, al cálculo del tablado de *un medio puente* suponiendo la carga adicional, que generalmente puede estimarse en 400 kilógramos por metro cuadrado para un puente de camino comun; de aquí se derivarán las dimensiones, y por consiguiente el peso de las piezas que habrán de formar el tablado. Representando este peso del tablado mas la sobrecarga accidental que haya de soportar por G', y siendo el módulo de la resistencia de los tirantes K, tendrémos para seccion total de estos

$$F' = \frac{G'}{K}$$

y para la de uno solo $= f$

$$f = \frac{F'}{n}:$$

derivando entonces el peso de los tirantes estará representado por

$$P = \Sigma f d$$

fórmula en la cual d representa la densidad del metal, que es por lo comun 7, 8; Σ la longitud sumada de todos los tirantes $= \frac{1}{3}$ del mayor $\times (n + 1)$. Así resultará el peso total que soportarán las cadenas

$$P' = G' + P.$$

La seccion trasversal de éstas, puede computarse conocida la carga que han de recibir, y tambien el peso de ellas mismas: éste es llamando F á su seccion

$$G'' = F b d = F b \left[1 + \tfrac{2}{3} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \right] d.$$

El peso total de medio puente será por tanto

$$G = P' + G'' = G' + P + F b \left[1 + \tfrac{2}{3} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \right] d;$$

y la tension absoluta en el punto de suspension

$$S = \frac{G}{\text{sen. } \alpha} = \frac{P' + F b \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \right] d}{\text{sen. } \alpha}$$

Mas como para la seguridad necesaria es preciso que $S = F K$, deberá tenerse

$$F K \text{ sen. } \alpha - b \left[1 + \tfrac{2}{3} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \right] d = P'$$

y la fórmula para derivar la seccion de las cadenas será

$$F = \frac{P'}{K \text{ sen. } \alpha - b \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \right] d}$$

144.—*Aumento de longitud en la cadena y en la flecha por la dilatacion y la tension.*—Designándose por D el aumento de dilatacion fácil de computar, sabiéndose que el fierro por

cada grado centígrado, aumenta en longitud m.0000 122, se tendrá para la dilatacion debida á la temperatura t°

$$D = l, 0000\ 122\ t^{\circ}$$

y la longitud aumentada será $= l + D$.

Si se designa por x el aumento que resultará en la flecha, la nueva quedará representada por $a + x$, y sustituyendo este valor en la fórmula respectiva, se tendrá la ecuacion

$$l + D = b\left(1 + \tfrac{2}{3}\,\frac{a^2 + 2\,a\,x + x^2}{b^2}\right):$$

eliminando l del primer término y su valor del segundo, quedará

$$D = b\,\tfrac{2}{3}\,\frac{2\,a\,x + x^2}{b^2},$$

y omitiendo por su pequeñez la cantidad x^2, se tendrá al fin

$$x = \tfrac{3}{4}\,\frac{b}{a}\,D$$

Esta fórmula es rigorosamente aplicable cuando la curva es simétrica respecto de su vértice, esto es, cuando los pilares de suspension se encuentran al mismo nivel; en otro caso seria necesario introducir en dos cómputos diversos las dos cantidades l y l' para obtener el valor preciso de la suma.

Para determinar el aumento de flecha $= D'$, debido á la tension de las cadenas, designándose por s su seccion en milímetros cuadrados, y teniendo presente que una barra de fierro de un metro de longitud y de un milímetro cuadrado de seccion, crece bajo la tension de un kilógramo 0^{m}, 0000 54 se derivará aquel aumento por los elementos dichos, y la tension T en kilógramos: ésta en los extremos es $= S$, y mas abajo disminuye; en la fórmula se suponen iguales

$$D' = \frac{l\,,\,0000\ 54\ T}{s} = \frac{l\,T}{18518\,s}$$

Representándose por x' el aumento de flecha debido á la tension, se tendrá como en el cómputo anterior

$$x' = \frac{3\ b}{4\ a}\ D'$$

La prolongacion que afectará á los cables en su parte recta desde el punto de suspension hasta el amarre, no puede presentar ninguna dificultad.

145.—*Dimensiones de los pilares.*—Las cadenas ó cables pasan sobre pilares elevados, generalmente iguales á la altura de la flecha de la curva, y cambiando allí de direccion porque se apoyen sobre poleas, rodillos ó sobre la cabeza misma de un poste metálico, susceptible de una ligera oscilacion sobre su base, se doblan del otro lado de los pilares para penetrar en los macizos de amarre, á cuyo pié se fijan sólidamente.

La prolongacion $S\ A$ (figura 144) á la espalda del pilar se llama cadena de retencion, y el pilar sometido á la presion absoluta, $T=2\ S$, debe tener la seccion bastante para resistir á la resultante de la doble tension correspondiente á ambos lados.

Cuando los dos ángulos $B\ S\ D$ y $A\ S\ D$ son iguales, la resultante de ambas tensiones está indicada por la vertical $S\ D$, y por consiguiente si S está representada por $S\ B$, y la resultante $S\ D$ se designa por R, se tendrá

$$R : S :: S\ D \text{ ó } 4\ a : S\ B \text{ ó } \sqrt{b^2 + (2a)^2}$$

por consiguiente

$$R = \frac{(4\ a)\ S}{\sqrt{b^2+(2a)^2}}$$

y el pilar resultará con una presion doble de la carga correspondiente á toda la mitad del puente, comprendiéndose no solo el peso de él mismo, sino aun el accidental del tráfico. Reducido así el cómputo al de una accion por compresion, es fácil derivar la seccion trasversal relativa al material que se

emplea y á la proporcion que la base tenga respecto de la altura. (pág. 184).

Si el ángulo $A\ S\ D$ no es $= B\ S\ D$, la resultante R será bisectriz del ángulo $A\ S\ B$, y por consiguiente no estará dirigida segun la vertical: R entonces se descompone en dos fuerzas, la vertical que obra por compresion y la otra que tiende á hacer deslizar el pilar sobre su base; las dimensiones de éste deberán ser tales, que resistan ambas fuerzas, empleando 0, 76 como coeficiente de la adhesion ó rozamiento que se opone al desliz.

Es conveniente notar que la facilidad con que el de los cables se verifica sobre rodillos ó poleas, permite eliminar la consideracion de la fuerza horizontal, una de las componentes en el caso últimamente indicado, y llevar en cuenta solo la presion vertical.

146.—*Macizos de amarre.*—Cuando las cadenas de retencion han llegado al nivel del piso, reciben por lo comun una inflexion que las acerca á la direccion vertical, lo que permite disminuir la longitud de los atraques, y aprovechar mejor para el contrapeso el macizo de amarre que cualquiera que sea su forma, debe ser tal por sus dimensiones, que pueda resistir á la tension S que lo solicita segun $A\ S$.

Supóngase primeramente que ninguna inflexion tenga la cadena en el punto A, y designese por b el ángulo formado por $S\ A$ con la vertical, y por P el peso de macizo: la tension S se descompone en dos fuerzas, la una $= S$ cos. b, que siendo vertical, tiende á levantar el macizo y á disminuir por consiguiente, tanto la presion como el rozamiento que ejerce sobre su base; la otra $= S$ sen. b, que siendo horizontal, puede hacerlo deslizar.

Para que el macizo no sea levantado debe tenerse

$$S \cos. b < P$$

y para que no resbale

$$S \text{ sen. } b < ,76\ (P - S \cos. b).$$

Debe ademas la tension S ser menor que la resultante (segun su direccion) del peso P, y la resistencia al desliz expresada por , 76 $(P - S \cos. b)$.

Cuando se dá alguna inflexion á la cadena, por ejemplo $A E$, la resultante es la diagonal correspondiente á esta línea y á la prolongacion de $A S$. Su direccion apenas puede contribuir á volcar el macizo siendo vertical la mayor parte de su accion, que no por esto dispensa de fabricar buenos cimientos para evitar que sobrevengan hundimientos parciales y la desagregacion del macizo que desvirtuaria de todo punto la reaccion de su gravedad con que se habia contado.

147.—*Noticias sobre la estructura.*—Para cualquier obra de esta especie ademas de la teoría de su construccion, se requieren las noticias prácticas indispensables en la ejecucion, por lo que deben consignarse aquí las principales referentes á los materiales que se emplean y al modo con que se disponen, así como los límites prácticos de las dimensiones mas notables.

Al principio solamente se usaron cadenas compuestas de eslabones fabricados con fierro forjado, y unidas por empalmes y tornillos como se marca en la figura 145.

Ahora es mas comun el uso de los cables formados por alambres paralelos de fierro, siendo el diámetro comun de estos de 3 milímetros, ó mas propiamente de , 00 275 que es el nº 17 ó del nº 18 que tiene de diámetro , 00 308 cuyas secciones son respectivamente en milímitros cuadrados 5,94 y 7,45. Para disponer los cables se sujetan los alambres préviamente á una traccion constante, á fin de que desaparezcan las curvas que les ha dado su enrollamiento circular. Al unir dos hilos se cruzan en la longitud de un decímetro, y en la de 7 centímetros se cubren con espirales en íntimo contacto, de alambre recocido del nº 4 á que corresponde el diámetro de 0 mm, 8. Debe advertirse que el peligro de oxidacion, y por consiguiente de ruptura, es mucho mayor en los cables de alambres que en las cadenas de barras.

La tension á que deben sujetarse los alambres antes de for-

mar los cables debe ser, segun Leblanc, de 300 á 500 kilógramos.

Dispuestos paralelamente los alambres en el número que haya resultado del cálculo, se abrazan con ligaduras de alambre en espiral compacta por una longitud de 10 á 11 centímetros, quedando un espacio libre duplo de esta dimension entre las extremidades de las ligaduras: en igualdad de circunstancias el cable mas fuerte es el que tiene mayor número de aquellas.

Antes de formar las madejas de alambre, y á fin de preservarlo de oxidacion, se hace pasar dos ó tres veces en un baño de aceite de linaza, convertido en secante por la adicion del litargirio ó greta; y cuando el cable está en madeja atada provisionalmente de metro en metro, se aplica una nueva capa de aceite secante. Para poner los cables en su lugar, se tiende uno provisional de un pilar al otro, y por medio de poleas que rueden sobre aquel cable, y llevan en la parte inferior el que ha de colocarse, se le hace avanzar, tirándolo de su extremidad por medio de un cabrestante desde la orilla opuesta hasta que llegue á su posicion definitiva.

148.—*Cables sin fin.*—Mr. Chaley, célebre constructor de puentes de esta clase, inventó el modo de fabricacion que dispensa las muchas dificultades inherentes á la confeccion, trasporte, tiro y posicion final de los cables hechos: consiste en poner en comunicacion subterránea los dos pozos de amarre en cada ribera, y unir en esta galería de comunicacion, alambre por alambre, los hilos que forman ambos cables; ó lo que dá mejor resultado, formar un cable solo con un alambre contínuo que despues de dar vuelta en una galería, pase al otro lado del puente y á la otra ribera, donde habiendo entrado por un pozo saldrá por el otro, continuando hasta el fin un giro idéntico. La parte superior de la galería puede disponerse á este fin en bóveda doble, siendo la superior de cintrel inverso, llevándose ademas de la curvatura del arco generador, otra cuyo centro debe hallarse entre los pozos y sobre la línea de comunicacion de éstos como se indica en la figura 146. Así

se consigue la ventaja de tener visibles los cables en toda su extension, y facilitarse las reposiciones necesarias.

Para este sistema de fabricacion es necesario disponer préviamente un pasadizo provisional compuesto de 2 alambres, que sirviendo ellos mismos de pasamano, sostengan unas barras pequeñas donde reposen piezas ligeras de madera que desempeñen el lugar de tablado.

Las barras de suspension pueden construirse con fierro forjado ó alambres de los mismos números y con iguales ligaduras á la de los cables: las primeras presentan mas facilidad para fijar su longitud, y por consiguiente el desnivel final que se haya de dar al tablado del puente.

149.—*Medios de evitar la dislocacion de los pilares.—Espigas móviles.*—La ingente traccion que las cadenas ejercen sobre sus pilares de apoyo, exige un medio especial para libertar estos macizos de la dislocacion que sobrevendria si los cables descansasen directamente sobre ellos. Uno de los modos de salvar la dificultad consiste en no llevar el macizo de mampostería hasta la altura en que se verificará la inflexion de las cadenas, y en colocar en el espacio relativo á la altura restada, una columna móvil de fierro fundido que puede oscilar ligeramente sobre su base segun lo exija la contraccion ó dilatacion del cable (fig. 147). El segundo método se asemeja bastante al que se ha descrito respecto del puente de Britania, reducido á colocar un sistema de rodillos sobre una superficie arqueada, dejando hácia ambos lados un espacio libre mayor del que deban recorrer los cables en los límites máximos de su contraccion y dilatacion: estos aparatos llamados *carros*, facilitan la dislocacion de las cadenas sin que se haga sentir en la mampostería.

Los tablados de estos puentes se calculan lo mismo que en las construcciones del capítulo 4º, debiéndose cuidar especialmente de que las aspas horizontales sean sobradamente resistentes, pues la oscilacion lateral es mucho mas sensible en estas construcciones que en las de madera.

Otro tanto acaece con la oscilacion en el sentido vertical, por lo que se emplean pasamanos de madera bien aspados para obtener mediana rigidez. Ultimamente se han añadido en el célebre puente del Niágara para amortiguar las oscilaciones, cables que van á fijarse á diversos puntos de ambas riberas hácia arriba y abajo de la corriente, formandose en la proyeccion horizontal de estos cables adicionales dos sistemas de abanicos convergentes hácia el punto medio del tablado.

150.—*Medidas prácticas mas comunes.*—Aunque Mr. Endres cree que no hay inconveniente en la construccion de estos puentes para aberturas de 700 y aun de 800^{m} no se ha llegado todavía á tal estension. El Puente de Niágara presenta 250^{m} de abertura: el de Friburgo tiene 265 y el de la Roche-Bernard 198 con una flecha de 15^{m} 20 hallándose su tablado á 23^{m} sobre las aguas del Vilaine.

La flecha ó seno verso de la mitad del arco es una fraccion de la longitud absoluta ó abertura que está generalmente entre $\frac{1}{7}$ y $\frac{1}{25}$ de l, esto es, de $\frac{1}{2}$ de la abertura, ó refiriéndose á la tangente de α, debe resultar esta entre ,40 y ,26. Las traviesas guardan una distancia variable entre 1^{m}25 y 1^{m}50$=e$. Pocas veces excede la anchura de 8^{m} por las grandes dimenciones que las piezas de madera exigirian; y aun á tal límite es lo mas oportuno poner las líneas de los puntos de suspension de suerte que dividan la via principal, quedando hácia fuera de las armaduras el tráfico de á pié.

Algunas de las especialidades de extructura se comprenden mejor por las figuras de una lámina donde reuniéndose la claridad al laconismo pueden consultarse muchos detalles: vease pues las láminas.

La siguiente tabla, extractada de Boudsot, auxiliará muchísimo para un primer proyecto.

tang. α	$[1 + \frac{2}{3}(\frac{x}{y})^2]$	Coeficientes de ,5 P para calcular.		Diminucion de la flecha de una catenaria que sea = l.
		S	H	
0,400	1,026667	2,6925	2,5000	0,00243787
0,396	1,026136	2,7161	2,5252	0,00239382
0,392	1,025611	2,7400	2,5512	0,00235002
0,388	1,025091	2,7645	2,5773	0,00230652
0,384	1,024576	2,7895	2,6041	0,00226327
0,380	1,024067	2,8150	2,6316	0,00222117
0,376	1,023563	2,8348	2,6596	0,00217764
0,372	1,023064	2,8648	2,6881	0,00213520
0,368	1,022571	2,8922	2,7174	0,00209312
0,364	1,022083	2,9234	2,7421	0,00205136
0,360	1,021600	2,9522	2,7777	0,00200988
0,356	1,021123	2,9816	2,8090	0,00196872
0,352	1,020651	3,0118	2,8409	0,00192786
0,348	1,020184	3,0426	2,8736	0,00188732
0,344	1,019723	3,0741	2,9069	0,00184711
0,340	1,019267	3,1064	2,9411	0,00180723
0,336	1,018816	3,1397	2,9762	0,00176769
0,332	1,018371	3,1737	3,0121	0,00172849
0,328	1,017931	3,2080	3,0487	0,00168962
0,324	1,017496	3,2444	3,0864	0,00165110
0,320	1,017067	3,2811	3,1250	0,00161295
0,316	1,016643	3,3184	3,1645	0,00157515
0,312	1,016224	2,3574	3,2051	0,00153771
0,308	1,015811	3,3973	3,2467	0,00150064
0,304	1,015403	3,4381	3,2895	0,00146394
0,300	1,015000	3,4801	3,3333	0,00142761

tang. α	$[1 + \frac{2}{3}(\frac{x}{y})^2]$	Coeficientes de ,5 P para calcular.		Diminucion de la flecha de una catenaria que sea $= l$.
		S	H	
0,296	1,014603	3,5232	3,3784	0,00139169
0,292	1,014211	3,5677	3,4247	0,00135609
0,288	1,013824	3,6216	3,4722	0,00132091
0,284	1,013443	3,6593	3,5211	0,00127613
0,280	1,013067	3,7088	3,5714	0,00125174
0,276	1,012696	3,7588	3,6232	0,00121774
0,272	1,012331	3,8102	3,6764	0,00118415
0,268	1,011971	3,8442	3,7313	0,00115099
0,264	1,011616	3,9177	3,7879	0,00111818
0,260	1,011267	3,9740	3,8461	0,00100581
0,256	1,010923	4,0321	3,9062	0,00102901
0,252	1,010584	4,0923	3,9682	0,00102236
0,248	1,010251	4,1545	4,0322	0,00099129
0,244	1,009923	4,2185	4,0983	0,00096059
0,240	1,009600	4,2850	4,1667	0,00093035
0,236	1,009283	4,3537	4,2373	0,00090058
0,232	1,008971	4,4248	4,3103	0,00087121
0,228	1,008664	4,4986	4,3856	0,00084225
0,224	1,008363	4,5749	4,4643	0,00081377
0,220	1,008067	4,6542	4,5454	0,00078573
0.216	1,007760	4,7365	4,6296	0,00075815
0,212	1,007491	4,8217	4,7167	0,00073104
0,208	1,007211	4,9107	4,8077	0,00070443
0.204	1,006936	5,0029	4,9019	0,00067832
0,200	1,006667	5,0990	5,0000	0,00065237

CAPITULO VII.

VIADUCTOS.

Habiéndose tratado lo concerniente á los puentes de diversas especies, poco habrá que decir de los viaductos, que no son mas que unos puentes en seco para salvar la hondonada de un valle pequeño ó de una cañada, con objeto de evitar el descenso y luego la ascencion que serian indispensables sino se corrigiera el desnivel del terreno por medio de tales construcciones.

Su ereccion es mas facil que la de los puentes, porque ni para la estructura de los cimientos ni para la armadura de las cimbras hay que vencer los fuertes obstáculos que presenta una corriente considerable de agua. No es necesario por tanto emplear muy grandes arcos á que suele ocurrirse en los puentes, esquivando la dificultad de construir los pilares intermedios; y por consiguiente los costos de cimbra notablemente mayores en una gran abertura, serán los que limiten la amplitud á que puede llegárse segun la solidez y precio de las maderas que una localidad presente.

Al principio de esta obra se ha dicho que los terraplenes y viaductos son los medios por donde se llega á la altura requerida sobre los terrenos bajos, como los túneles y las excavaciones son los recursos con que se cuenta para obtener una linea deprimida respecto de la configuracion natural: la eleccion

entre un viaducto y un terraplen ó entre una excavacion comun y un túnel dependen exclusivamente de la comparacion que se haga entre sus precios.

151.—*Casos en que debe emplearse un viaducto.*—Facilmente se advierte que un terraplen de considerable altura, si los puntos de transicion no se hallan muy cercanos, representa un costo fuerte, sea porque la traslacion de las tierras deba hacerse de excavaciones distantes, ó porque haya de construirse subiendo las tierras del fondo del valle. En tales casos no es dificil que el precio del metro cúbico exceda de 30 centavos y aun acaso de 40 pero suponiendolo, en 38 porque la altura mayor en el fondo sea de 12^m se tendrá que el metro longitudinal allí representa una seccion trasversal de 274 metros, siendo el talud de $1\frac{1}{2}$ de base, y de 4^m la anchura de via. Cada metro longitudinal tendrá cerca de 90 pesos de valor, mucho mayor sin duda que el correspondiente al metro corriente, de un viaducto de piedra ó ladrillo.

La diferencia se marcará aun mas, advirtiéndose que en el fondo de una hondonada es inevitable la construccion de un puente para los torrentes de la estacion lluviosa: la cuestion, pues, se reduce á saber si dando mayor abertura al arco y mas espesor por consiguiente á los machones, este ligero exceso resulta compensado con el ahorro de terraplen que será efecto de aquella variacion.

Especies de viaductos.—Estos pueden construirse lo mismo que los puentes con mampostería, de madera ó de fierro, y por lo mismo se observarán en su extructura las mismas condiciones que en un puente de aquellos materiales, siendo fácil notar que no habiendo la necesidad de reservar una gran descarga á las corrientes ni espacio libre á la navegacion, las construcciones de madera, ó de fierro si llegare á usarse, pueden ser ventajosamente de armadura inferior.

Apenas parece necesario advertir que un viaducto no debe tenderse en todo el espacio comprendido entre dos puntos de transicion, pues que en las cercanias de estos el terraplen es

evidentemente mas económico: es claro que á menos de 4m de espesor no debe pensarse en sustituir un viaducto á un terraplen, bien que deba hacerse un puente pequeño para la descarga de las aguas.

152.—*Viaductos provisionales.*—A veces la presteza con que se desea ver concluidas las obras, sobre todo en un ferrocarril induce á emplear los medios mas expeditos y de fácil ejecucion aunque por no ser de toda seguridad deban en adelante sustituirse con las construcciones definitivas: así se reserva acaso la perfeccion de los taludes en una excavacion, dejándolos á ½ de base; y en vez del terraplen que habia de levantarse con la excavacion reservada, se construye un viaducto de madera: tendida la vía se hacen mas económicamente los trasportes, completándose entonces la excavacion y el terraplen en los intervalos de tiempo libre que deje el servicio público. En tal caso las armaduras quedan enterradas en el terraplen habiendo sido reintegrado su valor con las utilidades de una mas pronta explotacion.

CAPITULO VIII.

TUNELES

En los caminos comunes se elude la dificultad de las grandes ascenciones por medio de circuitos que permiten desarrollar una línea de gran longitud á fin de repartir en ella la diferencia que haya entre sus extremidades guardando una pequeña relacion entre la altura y la longitud; mas cuando es muy costosa esta operacion ó cuando la naturaleza de la obra emprendida no permite aquellos giros, la dificultad debe vencerse por los medios empleados primitivamente para la conduccion de aguas, á las que debia darse salida del único modo posible atendidas las leyes de gravedad.

153.—*Túnel de Nochistongo.*—En efecto el primer túnel de gran importancia fué aplicado á este objeto y construido en México segun la idea y bajo la direccion de Enrico Martinez.

A excepcion de la galería del Simplon, los grandes túneles abiertos en Europa son posteriores á la construccion de los ferrocarriles, que no pueden prestarse á las vueltas irregulares de una ruta ordinaria, y constituyen por otra parte una negociacion mercantil á la que es fácil erogar los fondos necesarios para la construccion con la seguridad del reintegro y de un considerable interes.

Se concibe sin dificultad que cuando la excavacion debiera hacerse á cierta hondura el costo podria ser tal que fuera mo-

nos dispendioso hacer la hoquedad únicamente necesaria aun cuando se impendiera una fuerte suma en una construccion que asegurara las tierras lateralcs y superiores que se conservarian intactas.

154.—*Consideraciones para la adopcion de un túnel.*—Una excavacion de 16^{m} de hondura que comenzara sobre la pequeña base de 4^{m} con talud de 45° representa una seccion trasversal de 320^{m} cuadrados. El espacio requerido en un ferrocarril, puede reducirse á la seccion trasversal de 30^{m}, esto es, poco menos de la décima parte de aquella excavacion. Por consiguiente si la naturaleza compacta y seca del terreno no exige paredes muy considerables que sirvan de machones á una bóveda continua ni un gran espesor en esta, puede afrontarse con economía el gasto adicional de tal construccion contándose con que se evita la excavacion y trasporte de cerca de unos 300^{m} cúbicos por cada metro longitudinal.

Si el terreno fuere de roca horizontalmente estratificada no habrá duda en la eleccion, pues que no se necesitarán las paredes laterales para apoyar una bóveda, ni esta será indispensable, supuesta aquella extructura de la roca.

Se percibe pues que el límite mínimo en la hondura de un túnel respecto de la superficie del terreno, importa una cuestion de circunstancias locales, tanto por la naturaleza del terreno donde ha de trabajarse, como por las consideraciones pecuniarias de los jornales comunes y del costo de mampostería.

Límite para la eleccion.—En Europa se considera generalmente que á la hondura de 16^{m} comienza á ser ventajosa la sustitucion de los túneles á un tajo abierto.

Sin embargo, en el canal de Nantes á Brest, se haya una excavacion de 22 metros de profundidad, y en el de Antoing hay otra de 24^{m}: se ve pues que la altura de 16 no puede considerarse como límite absoluto.

En terrenos sumamente móviles ademas de las consideraciones pecuniarias de un presupuesto, deberán tenerse presentes para la eleccion entre el tajo abierto y una galería subter-

ránea, las del peligro no remoto de un hundimiento, que ademas de las desgracias que ocasionara, traeria la paralizacion del tráfico y necesidad de gran costo para la reposicion y nueva aseguracion de la obra. No debe olvidarse que el paso de un tren imprime cierta vibracion sostenida por algunos instantes en el terreno inmediato, y que si se trata de canales, la corrosion de la corriente y el oleage al pasar las barcas ofrecen dos causas de degradacion continua.

Así fué que en el cañon de Nochistongo donde se obligó á Enrico Martinez á dar una fuerte inclinacion por unidad longitudinal, las corrientes corroyeron las paredes laterales procediendo de ahi el desplome de varios macizos que estorbaron el desagüe, por lo que la Audiencia determinó que se procediese al tajo abierto sin embargo del considerable espesor de 60 metros en la cresta de la colina que fué necesario hender.

La urgencia de obtener lo mas pronto posible la utilidad correspondiente al fondo invertido en una especulacion, motiva que se desee con justicia una terminacion pronta, siendo por ello indispensable que se propongan tal objeto los constructores de las grandes obras. Para ello debe trabajarse simultaneamente en diversos puntos de la linea, y tratarse de que lo mas brevemente posible quede abierta una comunicacion franca en toda su longitud.

155.—*Pozos de comunicacion.*—Si se supone un túnel de 2000 varas entre sus dos extremos y se quisiera extraer por ellos los productos de la excavacion, sería necesario hacer recorrer á los del medio una distancia de 1000^m. Suponiendo ademas alli la hondura absoluta y fuerte ya de 30^m la extraccion por un pozo representaria 720^m horizontales supuesta la relacion de 24 H de que se habló al tratar de los trasportes: habria pues ventaja en este sistema de extraccion que quedaria reducida á $\frac{3}{4}$ aun cuando no se aprecie otra circunstancia muy sustancial, la facilidad de colocar á los trabajadores en distintos puntos, pues seria imposible emplear un mediano nú

mero si todos debieran maniobrar en la estrecha hoquedad de un cañon.

Los pozos presentan otra utilidad, pues permiten reconocer la naturaleza y capas del terreno en que ha de trabajarse, contribuyendo así á que se elijan la forma y medios mas aptos de construccion.

El número de pozos dependerá del de trabajadores que hubieren de emplearse, y ambos números están en razon directa de la facil naturaleza del terreno, porque si la excavacion es suave no hay gran aumento de costo en la horadacion de muchos pozos: debe ademas considerarse la hondura, pues tampoco se erogaran fuertes expensas en aquellos, si es de poco espesor la capa que deba atravesarse. Se ve por tanto que en vez de una regla general solo pueden indicarse las consideraciones que resueltas en números segun los precios de la localidad, guiarán para una eleccion acertada.

Evidentemente debe comenzarse un túnel por sus dos extremidades donde las tierras extraidas son empleadas inmediatamente en los terraplenes que hay siempre necesidad de construir al tocar un túnel: mientras el producto de la excavacion pueda invertirse en tales construcciones debe preferirse su extraccion por la galeria que se vaya abriendo, sin tratarse de hacer pozos sino en atencion á la brevedad como ya se indicó.

En la parte media son indispensables debiendo atenderse á dos indicaciones que emanan de la naturaleza de estas obras. La primera evitar que por aquellas aberturas desciendan las aguas llevedizas á la galería que se esté abriendo, á lo cual se remedia fácilmente poniendo con las mismas tierras extraidas un brocal ó borde al rededor de la boca y dirigiendo hácia otros lados las corrientes naturales. Para libertarse de las que directamente caigan sobre la superficie limitada por el margen ó brocal y evitar que corran á lo largo de la galería se hace dentro de esta, continuando el pozo principal, otro pequeño de unos 2^{m} donde evidentemente se absorben las aguas

de una lluvía, bien que será preferible colocar un cobertizo sobre la boca del pozo, lo que no solo impedirá el mal de que se trata sino que aun permitirá trabajar en las horas lluviosas.

La segunda indicacion á que debe atenderse es la seguridad contra un derrumbamiento al que se hace frente blindando el pozo en toda la superficie interior. Por este motivo se les da la forma cuadrangular aunque la circular es mas apropósito para mantenerse sin blindage, pero este es mas facil y pronto con la primer figura.

156.—*Blindages.*—La solidez que estos deben presentar está en relacion con el empuje de las tierras, y este como se dijo ya con el talud natural de ellas. Así es que las dimensiones de las piezas podrian estimarse por las fórmulas que han servido para computar la resistencia de los puentes de madera, pero como en cualquier excavacion la naturaleza de las capas varia frecuentemente á diversas honduras y por consiguiente la cohesion y empuje relativos, resulta un problema complexo cuyos datos no pueden ser satisfactoriamente analizados.

Sin embargo, cuatro postes para los ángulos cuya seccion trasversal presente un cuadrado de 22^{cm} por lado y 2^{m} de longitud son bastantes cuando su separacion se asegura con aspas y cabezales: tras de ellos se colocan piezas horizontales de madera contra las que apoyan planchas verticales que tocan el terreno natural, ó si esto no sucediere así por la imperfeccion del trabajo, se atracarán perfectamente los huecos con piedras ó con el producto de la excavacion, á fin de que un macizo que acaso se desprenda no caiga con una fuerza viva, sobre el blindage. Este avanza de arriba hácia abajo luego que se han hecho dos metros mas de excavacion y entonces los nuevos postes se encadenan con los anteriores por medio de placas y tornillos.

Blindage circular.—En los terrenos sumamente móviles se ha adoptado un revestimiento de mampostería que puede descender por sí mismo hasta cierta hondura, si el paramento exterior que ha de tocar la tierra se fabrica con textura. En es-

te caso se emplea una horadacion circular, y como cimiento un anillo de madera dura, abiselado en la base que llevará el filo en su circunferencia mayor. El revestimiento circular, se va construyendo fuera del pozo para que pueda llevarse bien el paramento de la gran circunferencia y conforme avance la excavacion la construccion sola va hundiéndose obrando como un cuchillo el bisel circular para cortar la última tierra de los lados: de este modo se ha llegado á una hondura de 13 metros y siendo ya igual entonces el rozamiento de las paredes al peso de la construccion, no pudo hacerse avanzar el tambor del resvestimiento: fué pues necesario construir otro, cuyo mayor diámetro era igual al menor del primero, y así pudo llegarse á la hondura de 22^{m} cuando se construyó el túnel de Bleckinley.

Pozos laterales y centrales.—Se indicó antes la excavacion de los pozos al lado de la galería lo que algunos ingenieros han ejecutado para que un derrumbamiento de los costados de aquellos no comprometa la seguridad de los trabajadores en la galería principal ni se estorbe en ella el trabajo, pero otros ingenieros prefieren los pozos sobre el eje mismo de la ruta, pues así se evita el costo de las comunicaciones laterales y resulta que la parte inferior del pozo es doblemente aprovechada si coincide con el túnel. Esta última disposicion permite ademas hacer llegar directamente las tierras que deben ex traerse al pié del pozo mismo, mientras que en el otro sistema es necesario emplear vueltas que no son combinables con ciertos modos de trasporte, por ejemplo el de un pequeño ferrocarril.

157.—*Desagüe.*—Es bien sabido que á pocos metros de una excavacion cuando no tiene salida horizontal, afluyen abundantes filtraciones que obligan á ocuparse continuamente de la extraccion del agua. Será indispensable hacerlo asi mientras se trabaje en pozos destacados, mas en una galería continua se arregla inmediatamente un desagüe natural, á cuyo efecto se arregla en el proyecto primitivo una inclinacion por lo comun en dos sentidos opuestos para que resulte el punto

mas alto en el medio del túnel. Si en un trabajo de montañas hubiere la circunstancia precisa de una ascencion continua, solamente la parte inferior del túnel podrá llevar el desagüe definitivo y en la otra será preciso conformarse con uno provisional, no dando toda la hondura á la excavacion conforme se interne sino cuando se establezca la comunicacion entre ambos extremos.

La forma de un túnel y la seguridad que debe darse á sus piés derechos ha conducido á la idea de situar el desagüe en el medio donde es menos trascedental un exceso de hondura y el efecto de la humedad.

158.—*Aereamiento.*—En toda excavacion en que no hay una comunicacion libre para que se entable una corriente de aire se reunen gases mal sanos de que es necesario libertar á los trabajadores. Para este fin se dispone un ventilador en la abertura mas próxima al lugar de los trabajos, y por medio de un tubo metálico ó de goma elástica se hace llegar continuamente una corriente de aire puro al fondo de la excavacion.

159—*Aseguracion de la galería.*—Segun se ha dicho, ya se trata de poner en comunicacion lo mas prontamente posible las dos extremidades de un túnel por medio de una galería de dimensiones pequeñas, que posteriormente se ensancha hasta obtener las medidas proyectadas. Se dan pues á la primer galería 2^{m} de anchura sobre poco mas de 2 de altura, y si el terreno no ofrece toda seguridad, se blinda inmediatamente conforme avanza la excavacion. Las piezas de blindage se disponen segun se ve de frente en la figura 148 y si fuere necesario por la mala naturaleza de los terrenos, formar un blindage continuo se construye este por el método indicado en la figura 149.

Es evidente que la seccion trasversal de las maderas que se empleen variará segun la naturaleza del terreno, siendo mayor la dimension de las que sirvan en capas de arena ó de tierra deleznable.

La galería de que se ha hablado no se construye al nivel de

la ruta definitiva sino en la parte alta para que el revestimiento del túnel comience por la bóveda. Será pues preciso fijar atentamente su posicion en el perfil longitudinal y establecer marcas seguras y frecuentes en la galeria segun se vaya ejecutando: apenas debe advertirse que han de hacerse nivelaciones repetidas para tener certeza de que los trabajos estan y se desempeñan segun el órden del proyecto.

160.—*Revestimiento del túnel.*—Rectificada la nivelacion sobre la galería y sub-dividiéndose para este efecto las estaciones de 30^{m} en tres ó mas fracciones, á cuyos extremos deben referirse los nuevos espesores que se den á los encargados de la construccion, se comienza la excavacion en arco como indica la figura 150 construida la parte media independientemente, se disponen á ambos lados los puntales en forma de abanico que se ven en la figura misma, y asegurado de este modo un arco ó anillo de bóveda, se construye el inmediato disponiéndose la cimbra como se ve en la figura 151. Sobre ella se asegura por los polines *a, a, a,* la parte superior del terreno mientras se construyen las partes inferiores que, como se ve en la figura descansan sobre la gran solera *b, b.* Los polines *a, a,* se quitan segun avanza la construccion y se termina el arco introduciendo la clave lateralmente, pero un poco mas alta de lo que vendrá á quedar al fin, sirviendo para esto el espacio vacio superior que se nota en la figura 150: así por medio de una palanca puede imprimirse cierta compresion vertical á la clave.

Terminado un anillo se procede á la excavacion necesaria para la construccion de un pié derecho (figura 152) y enlazado con la bóveda poniendo apoyos sólidos de piedra á los lados de la solera ó al menos por un lado, se procede á la eleccion del otro pié derecho: apoyada la bóveda sobre él puede quitarse la cimbra y acabarse de desembarazar aquella parte del túnel.

Este método que es necesario en los terrenos deleznables, no es preciso en los que tienen bastante solidez para mantenerse

por sí solos mientras se hace el revestimiento. Los hay en efecto que mientras conservan cierto grado de humedad no excesivo, presentan bastante cohesion, y no comienzan á desagregarse sino cuando por la sequedad sobreviene una contraccion en su volúmen.

En los terrenos que llegan á tal grado de solidez pueden excavarse hasta 4m de la gran galería y construirse entonces la obra de mampostería en los términos comunes comenzándose por el cimiento de los piés derechos.

En esta especie de construcciones puede ser imprudente el uso de las minas para la desagregacion de los macizos; así es que no podrá autorizarse sino en terreno de roca ó de pudinga empastada sólidamente, y que despues de pasado algun tiempo de hecha la excavacion no presente hendiduras notables.

161.—*Relacion de los precios.*—No es posible indicar el costo de estas obras sin exponer á equivocaciones en su aplicacion. Se pondrán sin embargo las relaciones que los diversos valores han tenido en una excavacion blindada y en otra de roca que no ha exigido aquella operacion; los números expresan en ambas la fraccion correspondiente al costo total tomado como unidad.

TUNEL DE SAINT CLOUD.

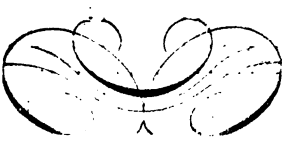
Excavacion propiamente dicha	215
Carpintería (blindage y cimbras)	325
Mampostería	360
Desagües	036
Gastos generales	064
	1000

TUNEL DE REVIN.

Excavacion	666
Pólvora	095
Instrumentos y su reparacion	155
Material de trasporte, carretillas &c.	031
Desagües y blindages lijeros	53
	1000

Ademas se modificarán los precios con arreglo á la seccion trasversal del túnel: en Inglaterra varia su altura de 17 á 30 piés, y su anchura para una vía doble, de 22 á 30; siendo la área media de 450 piés cuadrados si no ha de usarse revestimiento, pues en tal caso puede llegar á 700 = 65 metros cuadrados. El costo ha variado de 30 pesos á 150 por pié líneal. Suponiéndose un terreno de mediana consistencia pero que exija una bóveda de mampostería comun con poco mas de un metro de espesor de clave, y que haya de recibir una vía sola, la excavacion puede arreglarse á 36 m^2, los cuales darán en el medio una altura libre de poco mas de 5 metros, y una anchura de 4: tal excavacion á 4 pesos por 1 m^3, importaria 144 pesos por metro longitudinal del túnel, y fijando la mampostería en 20 m^3 á 8 pesos, se tendrán por esta parte 160 pesos; esto es, 300 pesos por metro corriente.

Si el revestimiento no fuere necesario, la excavacion puede reducirse á 24 metros de seccion, cuyo precio será acaso de 5 pesos por unidad cúbica, supuesta la mayor resistencia del terreno; el costo resultaria en 120 pesos por metro longitudinal.



INDICE

DE LAS

MATERIAS CONTENIDAS EN ESTE TOMO PRIMERO.

PARTE PRIMERA.

OPERACIONES COMUNES PARA LOS PROYECTOS DE CAMINOS FERROCARRILES Y CANALES.

CAPITULO 1º—IDEAS GENERALES..... 1

1. — Definicion y calidades de un camino. „
2. — Rectitud ..... „
3. — Horizontalidad..... 3
4. — Influencia de las inclinaciones 4
5. — Tabla de las pérdidas de potencia en ellas 6
6. — Angulo de reposo. 7
7. — Límites de la inclinacion longitudinal. 9
8. — Su límite mínimo..... 10
9. — Tabla de las inclinaciones..... 11
10. — Aplanamiento de un camino..... 13
11. — Solidez ó dureza..... 14
12. — Tabla de las relaciones de la carga al tiro. 16

13. — Medios de traccion 18
14. — Datos primeros para un proyecto... „
15. — Deducciones geológicas..... „
CAPITULO 2º.—PRIMER RECONOCIMIENTO 21
16. — Nivelacion barométrica..... „
17. — Tablas de Oltmans..... 23
18. — Nivelacion geodésica..... 29
19. — Determinacion de la inclinacion longitudinal 30
20. — Estimacion de las vertientes..... 31
21. — Tabla para las aberturas de los puentes. 34
22. — Operaciones topográficas..... 35
23. — Relacion de las escalas 36
24. — Orientacion astronómica..... 37
25. — Tabla de posiciones de la polar..... 39
26. — Tabla del tiempo medio 40
27. — Tabla de ecuacion del tiempo 40
28. — Reconocimiento de los terrenos..... 42
29. — Rocas de orígen ígneo..... 42
30. — — calizas..... 44
31. — Piedras silíceas..... 45
32. — Rocas de sedimento 46
33. — Cantos rodados 47
34. — Arenas 47
35. — Tierras..... 48
36. — Relacion de un camino con las poblaciones del tránsito y adyacentes. 50
Relacion del presupuesto con el tráfico 51
CAPITULO 3º.—DETERMINACION DE LA LINEA..... 54
37. — Dificultad del trazo..... „
38. — Consideraciones respecto de la rectitud ..... „
39. — Zigzags para salvar las grandes inclinaciones..... 56

40.	—	Determinacion de la inclinacion trasversal	58
41.	—	Anchura del camino	61
		Diversas formas del perfil trasversal.	64
APITULO 4º		TRAZO O LOCACION DE LA VIA	65
42.	—	Demarcacion de las líneas rectas	„
		Modo de salvar un obstáculo	66
		Instrumento para llevar un alineamiento	68
		Trazo de una inclinacion en cañadas.	„
43.	—	Delineacion de las curvas	69
		Teoremas y nomenclatura	70
44.	—	Curvas circulares	71
		Trazo por cuerdas	72
		— por distancias de deflexion	77
		— por los senos versos	78
		— por tangentes y subtangentes.	79
45.	—	Curvas compuestas	80
46.	—	— inversas	„
47.	—	Ordenadas de las curvas	81
48.	—	Tabla de los rádios	84
49.	—	— de las ordenadas	86
50.	—	— de las grandes cuerdas	88
51.	—	Curvas parabólicas	89
52.	—	Trazo por deflexiones tangenciales	90
53.	—	— por las ordenadas medias	91
54.	—	— por las tangentes	92
55.	—	— por intersecciones	„
56.	—	Modificaciones de las curvas	93
57.	—	Nivelacion topográfica	94
58.	—	Formacion de los perfiles	98
59.	—	Inclinacion proporcional	100
60.	—	— trasversal	101
61.	—	Detalles de un perfil	102

62. — Planos topográficos de las secciones. 104
63. — Libro de notas 105
64. — Modelo del libro de notas 106
65. — Seccio-planografia..... 110
66. — Inclinacion contra la fuerza centrifuga „
CAPITULO 5º—COMPUTOS DE LA TERRASERIA..... 112
67. — Secciones trasversales..... „
68. — Cálculo de las cubaturas..... 114
Fórmula prismoidal. ..... „
Alturas medias..... 118
Tablas especiales..... 119
— de cuadrados..... 120
Punto de transicion ..... „
69. — Perfil de un terreno inclinado lateralmente. 122
Triángulos adicionales..... „
Sus fórmulas 123
Tablas para talud á 45°..... 124
— — — á 1,5 de base..... 128
70. — Perfil heterogéneo..... 132
Tablas para talud á 45°..... 133
— — — á 1,5 de base..... 137
71. — Seccion irregular..... 141
72. — Zanjas laterales..... „
73. — Terreno ocupado por la vía..... 142
74. — Cómputo de los trasportes..... 143
Trasporte medio..... 146
75. — Estimacion de la terrasería 147
Modificacion por la altura..... 149
Costo de excavacion..... 150
— — carga..... „
— — trasporte en carretilla..... 151
— — — — carreta..... 152
— — — — carro de mano. 154
— — — — wagones..... 155

Tabla de los varios valores de trasporte..... 160
Trasporte por agua..... 161
76. — Minas ..... „
Carga de pólvora..... 164
Sistema de Mr. Courbebaise..... 165
Tabla de valores..... 168
CAPITULO 6º—DIRECCION MATERIAL DE LAS OBRAS ... 169
77. — Instrumentos de excavacion..... „
78. — Instrumentos de trasporte..... 170
— — carretillas..... „
— — carretas..... „
— — wagones ..... „
— — — de Mr. Serveille. „
79. — Límites laterales de las obras..... 171
80. — — de las aristas..... „
81. — Distribucion de los trabajos..... 172
82. — Ballenas para descarga..... 175
83. — Mayor compresion en el medio de un terreno 176
84. — Terraplen sobre puentes..... „
85. — Contraccion de las tierras 177
86. — Terraplenes en terreno inclinado ... „
87. — — sobre pantanos..... 178
88. — Medida de los taludes..... „
89. — Inclinacion ú horizontalidad uniforme..... 179

PARTE SEGUNDA.

CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.

CAPITULO 1º—RESISTENCIA DE LOS MATERIALES 181
90. — Resistencia á la compresion..... 182
Tabla..... 183

		Límites prácticos	„
		Modificacion por la altura	184
		Pilotes de cimientos	„
91.	—	Resistencia á la tension	185
		Tabla	„
		Límite de elasticidad	186
92.	—	Resistencia trasversal	187
		Diversas fórmulas	188
		Pieza empotrada en un extremo	189
		Peso uniformemente distribuido	„
93.	—	Pieza apoyada en sus dos extremos, empotrada	190
94.	—	Resistencia en relacion con la figura	192
95.	—	Coeficientes de resistencia trasversal	194
96.	—	Piezas en posicion oblícua	„
97.	—	Sólidos de igual resistencia	195
98.	—	Presas ó diques para agua inmóvil	196
99.	—	Muros de sostenimiento	197
		Deslizamiento del muro	199
		Modificaciones de construccion	200
		barbacanas	„
		estribos	„
		escalones interiores	„
		inclinacion de las hiladas	„
100.	—	Muros de piedra seca ó albarradas	„
CAPITULO 2º—PUENTES DE MAMPOSTERIA			201
101.	—	Cómputo de la capacidad	202
102.	—	Teoría de los arcos	204
		ruptura en la clave al intrados	„
		desliz de los machones	208
		ruptura en el extrados de la clave	„
103.	—	Medidas prácticas	208
		espesor de clave	„
		— — los machones	210
		Fórmulas del gobierno Hanoveriano	212

104. — Tablas de Dejardin..... 213
para arcos de medio punto.... 214
— — — 60° y elípticos.. 215
105. — Trazo de los arcos..... 217
Medio punto..... „
escarzano..... „
carpanel..... „
elíptico..... „
de 3 centros..... 219
de 5 centros..... „
de 11 centros..... 222
Peraltado..... „
106. — Cimientos..... „
Pilotes..... 223
Martinete comun..... 224
de escape..... 225
Cofres ó cajones..... 227
Cimento de beton..... 228
— corrido ó general..... „
107. — Cimbras..... 229
canes..... „
Cimbras de ladrillo..... „
— — madera..... 230
Su forma..... „
108. — Construccion de la bóveda..... 231
cintrel..... „
109. — Desarme de la cimbra..... 232
Sistema de Lagrené..... 233
110. — Tajamares..... 234
de puentes oblícuos..... 235
111. — Aleros..... „
muros de vuelta..... „
— — prolongacion..... „
CAPITULO 3°—PUENTES OBLICUOS..... 237
112. — Sistema de arcos rectos..... 238

Modificaciones de Adhemar. ..... „
113. — Sistema helicoide..... 239
hélice de intrados 241
— extrados ..... „
arcos del frente 242
Fórmulas y aplicacion del cálculo.. „
Arco escarzano..... 244
Ejecucion de la arquivolta ..... „
114. — Sistema ortogonal convergente..... 245
Trazo de las sinusoides..... 246
— — trayectorias. .. „
115. — Sistema ortogonal paralelo..... 247
116. — Límite de la montea recta..... 248
CAPITULO 4º—PUENTES DE MADERA..... 249
117. — — notables antiguos..... „
de Trajano ..... „
— Paladio 250
— Grubbenman..... „
118. — Condiciones de una armadura americana 251
119. — Armadura superior é inferior..... 253
120. — Condiciones de las aspas..... 254
121. — Observaciones respecto de las trabes..... „
122. — Observacion respecto de las tornapuntas..... 255
Tornapuntas prolongadas..... 256
123. — Armadura horizontal..... „
124. — Nomenclatura norte-americana.... 257
Sistema de Long..... „
— — Howe..... „
— — Town..... 258
— — Burr ..... „
— Triangular..... „
125. — Arcos de madera..... „

126. — Verticalidad de las armaduras..... 259
127. — Especialidades de construccion..... „
Altura máxima y mínima de las armaduras..... 260
Ensambladuras..... „
Barniz del fierro..... 261
Espigas de Town..... „
Proyecto de Haupt..... 262
128. — Tablado..... „
129. — Aplicacion á un puente del sistema americano..... 263
CAPITULO 5º—PUENTES DE FIERRO..... 270
130. — Noticias generales..... „
131. — Puentes de fierro fundido..... 271
132. — — mixtos..... 272
133. — Puente sobre el rio Harper..... 273
134. — — de fierro forjado..... 274
135. — — tubulares..... 275
136. — — — de Britannia..... „
Coeficientes de Lhose..... 277
CAPITULO 6º—PUENTES SUSPENDIDOS..... 279
137. — Noticias históricas..... „
138. — Fórmulas analíticas..... 281
139. — Longitud de los cables..... 282
140. — — — tirantes..... 284
Cálculo de un número impar..... 285
— — — par..... „
141. — Longitud de una línea polígonal..... 286
142. — Correccion para evitar la horizontalidad..... „
143. — Fórmulas para estimar las partes restantes de un puente..... 287
144. — Alargamiento de las cadenas por dilatacion y traccion..... 288
145. — Dimension de los pilares..... 290

146. — Macizos de anclage ó amarre 291
147. — Noticias sobre la estructura 292
148. — Cable sin fin de Chaley 293
149. — Medios de evitar la dislocacion de los pilares 294
Espigas ó columnas móviles ..... „
Carros ..... „
150. — Medidas prácticas mas comunes 295
Tablas de Bouchot 296
CAPITULO V.º—Viaductos 298
151. — Casos en que deben emplearse 299
Especies de viaductos ..... „
152. — Viaductos provisionales 300
CAPITULO 8.º—Túneles 301
153. — Túnel de Nochistongo ..... „
154. — Consideraciones para la adopcion de un túnel 302
Límite para su eleccion ..... „
155. — Pozos de comunicacion 303
156. — Blindages 305
Circular ..... „
Posicion lateral ó céntral de los pozos 306
157. — Desagües ..... „
158. — Atracamiento 307
159. — Aseguracion de la galería ..... „
160. — Revestimiento del túnel 308
161. — Relacion de los precios 309

NOV 2 0 1934

NOV 2 0 1934